

62



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

"ACTUALIZACION DE ECUACIONES DE FLUJO
PLASTICO PARA DIVERSOS CONCRETOS"

T E S I S

Que para obtener el título de
INGENIERO CIVIL

present a:

OSCAR HERNANDEZ CASTAÑEDA

DIRECTOR DE TESIS: ING. ALBERTO G. FUENTES GONZALEZ

FACULTAD DE
INGENIERIA



U N A M

México D.F.

2001

293145



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/007/01

Señor
OSCAR HERNANDEZ CASTAÑEDA
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **ING. ALBERTO L. FUENTES GONZALEZ**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

"ACTUALIZACION DE ECUACIONES DE FLUJO PLASTICO PARA DIVERSOS CONCRETOS"

- INTRODUCCION**
- I. ANTECEDENTES**
 - II. CARACTERIZACION DE LOS MATERIALES COMPONENTES DEL CONCRETO**
 - III. DISEÑO DE MEZCLAS DE CONCRETO: CRITERIOS DE DOSIFICACION**
 - IV. CONCRETO EN ESTADO FRESCO**
 - V. CONCRETO EN ESTADO ENDURECIDO**
 - VI. APLICACIONES DE LA TECNOLOGIA DEL CONCRETO**
 - VII. CONCLUSIONES**
- BIBLIOGRAFIA**

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

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria a 17 de enero de 2001
EL DIRECTOR


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



**ACTUALIZACIÓN DE ECUACIONES
DE FLUJO PLÁSTICO
PARA DIVERSOS CONCRETOS**

2

4

3

6

A DIOS, A MARISOL Y A MARCOS ADRIÁN

POR RECORDARME LO MARAVILLOSO DEL MUNDO Y DE LA VIDA

AGRADECIMIENTOS

A DIOS

POR TODO

A MIS PADRES: FRANCISCA Y ENRIQUE

POR SU INCONDICIONAL APOYO Y COMPAÑÍA EN TODO MOMENTO.

POR SU AMOR, ENTREGA Y DEDICACIÓN.

POR PERMITIRME ESTAR A SU LADO Y APRENDER DE USTEDES.

POR LAS METAS QUE HEMOS LOGRADO Y SEGUIREMOS ALCANZANDO.

POR TENER EL VALOR DE EDUCARME.

AGRADEZCO A DIOS LA OPORTUNIDAD QUE MEDIO DE SER SU HIJO Y A USTEDES QUE LA HAYAN ACEPTADO.

A MARISOL

POR TU AMOR, APOYO Y CONFIANZA.

POR TODOS LOS LOGROS QUE NOS ESPERAN.

POR INSPIRARME.

POR ESTAR SIEMPRE A MI LADO.

A MIS HERMANOS ARACELI Y ENRIQUE:

PORQUE A SU MODO ME HAN HECHO MÁS FUERTE Y MADURO.

A MI ÚNICO SOBRINO MARCOS ADRIAN:

POR LAS GRANDES PREGUNTAS Y DIVERSIONES QUE COMPARTIMOS.

POR ATREVERTE A SER TU MISMO

A MIS AMIGOS Y COMPAÑEROS:

POR EL RETO Y COMPROMISO QUE TENEMOS CON NUESTRA ALMA MATER Y CON MÉXICO

POR TODAS LAS VIVENCIAS QUE COMPARTIMOS Y QUE NOS ESPERAN.

POR SU AYUDA, APOYO, CONFIANZA Y ENTUSIAMO.

A MIS MAESTROS(AS) DE LA FACULTAD:

POR QUE SUS PALABRAS Y EXPERIENCIA HAN CONTRIBUIDO A FORJAR EN MI UN CARÁCTER

Y UN ESPÍRITU UNIVERSITARIO, DISPUESTO A LOGRAR CON SUS ACCIONES UN MEJOR PAÍS

Y UN ADECUADO DESARROLLO PROFESIONAL.

AL ING. ALBERTO L. FUENTES GONZÁLEZ:

POR PERMITIRME PARTICIPAR EN SUS PROYECTOS DE INVESTIGACIÓN Y COMPARTIR SU EXPERIENCIA Y CONOCIMIENTOS CONMIGO.

POR SU DEDICACIÓN, PACIENCIA Y TIEMPO, INDISPENSABLES PARA REALIZAR MÍ TESIS PROFESIONAL.

AL SR. CONCEPCIÓN HERNANDEZ:

POR SU COLABORACIÓN

POR SU ALEGRÍA Y HUMOR QUE HACE MÁS AMENO EL TRABAJO DE LABORATORIO.

A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO, A LA FACULTAD DE INGENIERÍA Y AL INSTITUTO DE INGENIERÍA:

PORQUE A TRAVÉS DE SUS AULAS Y LABORATORIOS ME HAN PERMITIDO SER UN MEJOR SER HUMANO Y UN PROFESIONAL COMPROMETIDO CON MÉXICO Y CON LA UNIVERSIDAD.

PORQUE TODOS LOS CONOCIMIENTOS QUE HE APRENDIDO EN SUS AULAS HAN SIDO TRASCENDENTES Y VALIOSOS EN MÍ VIDA.

AL LABORATORIO DE ESTRUCTURAS Y MATERIALES DEL INSTITUTO DE INGENIERÍA:

POR PERMITIRME COLABORAR EN PRUEBAS Y RECOLECCIÓN DE DATOS E INFORMACIÓN PARA REALIZAR LA PRESENTE INVESTIGACIÓN.

A LA COORDINACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN CIENTÍFICA:

POR PERMITIRME PARTICIPAR EN SU PROGRAMA "JÓVENES HACIA A LA INVESTIGACIÓN", Y COLABORAR CON INVESTIGADORES EN ESTANCIAS CORTAS, QUE DIERON ORIGEN A MI TESIS PROFESIONAL.

A LA CÁMARA NACIONAL DEL CEMENTO Y A LA CÁMARA MEXICANA DE LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCIÓN:

POR SU VALIOSA COLABORACIÓN PARA OBTENER TODA LA INFORMACIÓN NECESARIA PARA EL PRESENTE TRABAJO.

ÍNDICE

OBJETIVO	1
ANTECEDENTES	1
INTRODUCCIÓN	9
CAPITULO I. CARACTERIZACION DEL CONCRETO	13
I.A. GENERALIDADES DEL CONCRETO.....	13
I.A.1. DIFERENCIAS IMPORTANTES ENTRE EL ACERO Y EL CONCRETO	14
I.B. MEZCLAS DE CONCRETO ANALIZADAS.....	14
I.C. CARACTERIZACIÓN DEL CEMENTO	14
I.D. CARACTERIZACIÓN DE AGREGADOS.....	18
I.D.1. JUSTIFICACIÓN DE LOS AGREGADOS ANALIZADOS.....	21
I.D.2. CARACTERIZACIÓN DE ARENAS.....	25
I.D.2.1. AGREGADOS FINOS CALIZOS (LOTE A).....	25
I.D.2.2. AGREGADOS FINOS DE ANDESITA (LOTE B).....	25
I.D.2.3. AGREGADOS FINOS DE RÍO (LOTE C).....	26
I.D.3. CARACTERIZACIÓN DE GRAVAS.....	26
I.D.3.1. AGREGADOS GRUESOS CALIZOS (LOTE A)	26
I.D.3.2. AGREGADOS GRUESOS CALIZOS (LOTE B).....	26
I.D.3.3. AGREGADOS GRUESOS BASALTO (LOTE C).....	27
I.E. CARACTERIZACIÓN DEL AGUA EMPLEADA.....	27
I.F. AIRE INCLUIDO.....	27
 CAPÍTULO II. DISEÑO DE MEZCLAS DE CONCRETO: CRITERIOS DE DOSIFICACIÓN:	29
II.A. CRITERIO ACI 211.1-91. PRÁCTICA ESTÁNDAR PARA SELECCIONAR PROPORCIONES PARA CONCRETOS NORMALES, PESADOS Y MASIVOS.....	31
II.A.1. PROCEDIMIENTO	32
II.B. CRITERIO IMCYC. PRÁCTICA PARA DOSIFICAR CONCRETO NORMAL, PESADO Y MASIVO.....	41
II.C. CRITERIO INSTITUTO DE INGENIERIA. UNAM	41
II.D. DIFERENCIAS ENTRE LOS CRITERIOS ANALIZADOS.....	43
 CAPÍTULO III. CONCRETO EN ESTADO FRESCO	45
III.A. DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES EN ESTADO FRESCO	45
III.A.1. REVENIMIENTO (CONSISTENCIA)	45
III.A.2. PESO ESPECÍFICO	48
III.A.3. CONTENIDO DE AIRE	48
III.A.4. FACTORES QUE AFECTAN LA MANEJABILIDAD	50
III.A.4.1. REQUERIMIENTOS DE GRANULOMETRIA PARA LA MANEJABILIDAD	51
 CAPITULO IV. CONCRETO EN ESTADO ENDURECIDO	53
IV.A. DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES EN ESTADO ENDURECIDO	53
IV.A.1. RESISTENCIA A COMPRESIÓN.....	53
IV.A.1.1. ASPECTOS FUNDAMENTALES DE LA RESISTENCIA MECÁNICA A COMPRESION DEL CONCRETO	54
IV.A.1.2. RESISTENCIA DE LOS AGREGADOS.....	55
IV.A.1.3. RESISTENCIA DE LA PASTA ENDURECIDA	56
IV.A.1.4. DISCUSIÓN Y ANALISIS DE RESULTADOS EXPERIMENTALES.....	57
IV.A.2. RESISTENCIA A COMPRESIÓN PARA DIFERENTES EDADES DEL CONCRETO	62
IV.A.2.1. ESTIMACIÓN DEL DESARROLLO DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN (MÉTODO ACI 209).....	62
IV.A.3. MÓDULO DE ELASTICIDAD.....	66
IV.A.3.1. RELACIÓN ESFUERZO - DEFORMACIÓN: CONCEPTO DE MÓDULO DE ELASTICIDAD	66
IV.A.3.2. MICROAGRIETAMIENTO Y RELACION ESFUERZO - DEFORMACION.....	68
IV.A.3.2. FACTORES QUE INFLUYEN EN EL MÓDULO DE ELASTICIDAD:	69
IV.A.3.3. DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD.....	69
IV.A.3.4. DETERMINACIÓN TEÓRICA DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD.....	70

IV.B. FLUJO PLÁSTICO	73
IV.B.1. CONCEPTO, ANÁLISIS E IMPORTANCIA DEL FLUJO PLÁSTICO	73
IV.B.1.1. ANÁLISIS SIMULTÁNEO DEL FLUJO PLÁSTICO Y CONTRACCIÓN POR SECADO.....	77
IV.B.1.2. EFECTOS DEL FLUJO PLÁSTICO.....	78
IV.B.1.3. MAGNITUD DEL FLUJO PLÁSTICO.....	80
IV.B.2. FACTORES QUE INFLUYEN EN EL FLUJO PLÁSTICO	82
IV.B.2.1. FACTORES INTRÍNSECOS.....	82
IV.B.2.2. FACTORES EXTRÍNSECOS.....	86
IV.B.2.3. INFLUENCIA DE INGREDIENTES EN LA DEFLEXIÓN.....	89
IV.B.3. DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL DEL FLUJO PLÁSTICO	89
IV.B.4. PREDICCIÓN DEL FLUJO PLÁSTICO: COMPARACIÓN DE ECUACIONES Y MÉTODOS	92
IV.B.4.1. MÉTODO ACI 209R-92 (RATIFICADA EN 1997).....	93
IV.B.4.2. MÉTODO NEVILLE.....	96
IV.B.4.3. MÉTODO FUENTES.....	97
IV.B.4.4. MEJORAMIENTO DE LA PREDICCIÓN POR EL USO DE DATOS DE CORTA EDAD.....	99
IV.B.4.5. NORMATIVIDAD VIGENTE DEL FLUJO PLÁSTICO.....	99
IV.B.5. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE DATOS EXPERIMENTALES	99
IV.B.5.1. COMPARACIÓN DE MÉTODOS ANALIZADOS.....	108
IV.C. CONTRACCIÓN POR SECADO	111
IV.C.1. CONCEPTO Y CAUSAS DE LA CONTRACCIÓN POR SECADO	111
IV.C.2. PROCESO DE LA CONTRACCIÓN POR SECADO	114
IV.C.3. FACTORES QUE AFECTAN LA CONTRACCIÓN POR SECADO	115
IV.C.3.1. FACTORES INTRÍNSECOS.....	115
IV.C.3.2. FACTORES EXTRÍNSECOS.....	117
IV.C.4. AGRIETAMIENTO POR CONTRACCIÓN POR SECADO	118
IV.C.5. DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL DE LA CONTRACCIÓN POR SECADO	119
IV.C.6. PREDICCIÓN DE LA CONTRACCIÓN POR SECADO	120
IV.C.6.1. MÉTODO ACI-209R-92 (RATIFICADA EN 1997).....	121
IV.C.6.2. MÉTODO EXPERIMENTAL.....	121
IV.C.7. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE DATOS EXPERIMENTALES	123
IV.C.7.1. COMPARACIÓN ENTRE ESPECÍMENES DE VIGA Y DE CILINDRO.....	123
IV.C.7.2. INFLUENCIA DEL TIPO DE AGREGADO EN LA CONTRACCIÓN POR SECADO.....	126
 CAPITULO V. APLICACIONES DE LA TECNOLOGÍA DEL CONCRETO	 131
V.A. APLICACIÓN DE LA TECNOLOGÍA DEL CONCRETO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL	131
V.A.1. DEFORMABILIDAD Y DISEÑO ESTRUCTURAL.....	131
V.A.2. DISEÑO ESTRUCTURAL Y DURABILIDAD.....	132
V.B. APLICACIÓN DE LA TECNOLOGÍA DEL CONCRETO EN LA CONSTRUCCIÓN	133
V.C. PERSPECTIVAS Y TENDENCIAS DE LA TECNOLOGIA DEL CONCRETO	134
 CONCLUSIONES	 137
BIBLIOGRAFÍA	145
ANEXOS	147

OBJETIVO

Analizar el comportamiento y respuesta de concretos fabricados con distintos tipos de agregados, determinar la influencia y efecto de sus materiales componentes, así como realizar un análisis teórico - experimental de los métodos existentes para predicción del flujo plástico, comparar los concretos analizados y determinar su mejor aplicación en la construcción.

ANTECEDENTES

El cemento y el concreto son materiales que han acompañado al hombre en su evolución y que han contribuido a la construcción de su hábitat, convirtiéndose en materiales vitales para la humanidad. Como todo producto el cemento y el concreto, así como su tecnología, tienen una historia y son fruto de la búsqueda del hombre en cuanto a materiales que permitan construcciones seguras y resistentes a la acción del tiempo y del ambiente; su producción y evolución se reflejan en el progreso, la prosperidad y las calamidades a las que se encuentra continuamente expuesto el hombre. A continuación presentamos un esbozo de la historia del cemento y del concreto, así como su tecnología en el ámbito mundial y en México para entender los avances obtenidos y dar el valor justo que merece el concreto en el presente, así como sus futuras posibilidades, tendencias y retos.

HISTORIA DE LA TECNOLOGIA DE CONCRETO:

El empleo y necesidad de cementantes en la construcción se remonta a los orígenes de la civilización, los primeros pueblos sedentarios ya lo empleaban. El concreto - palabra de origen latín - referido como una piedra artificial ha sido usado como material de construcción desde miles de años atrás, desde 7,000 A.C. en Israel.

Los antiguos edificios egipcios se realizaban con tabiques de adobe, empleando de junta capas de lodo del Nilo mezclado con paja, lo que se puede considerar el cementante más simple. Para construcciones masivas empleaban bloques de piedra junteados con morteros de arena y yeso. Los sumerios, asirios y los babilónicos usaban en sus construcciones tabiques recocidos junteados con betún asfáltico.

Las antiguas civilizaciones de la Isla de Creta fueron las pioneras en emplear la cal como cementante, de ahí su uso se difundió a Grecia y a Roma, y posteriormente a todo su imperio. Los romanos probablemente fueron los primeros que emplearon el concreto basados en cemento hidráulico, un material que se endurece con agua y que no sufre fenómenos químicos por la acción del agua en su vida posterior; ambas características contribuyeron al uso del concreto como material de construcción. Los romanos usaban el "Caementitium", quienes lo adoptaron de los griegos, éstos últimos lo llamaban "emplacton". Los griegos encontraron en la Isla de Thera (ahora Santorín), una toba volcánica, conocida como Tierra de Santorín, que se emplea todavía. Por su parte los romanos encontraron en la Bahía de Nápoles una arena volcánica del Vesubio, conocida como puzolana, debido posiblemente a que se encontraba en las cercanías del pueblo de Pozzoli. Cuando no se tenía disponibilidad de arenas volcánicas, los romanos usaban tabiques, tejas o cerámicas producto de arcillas cocidas, que al molerlos y mezclarlos con cal proporcionaban efectos similares; la sílice activa y la alúmina que se encuentra en las cenizas volcánicas y en las tejas al combinarlas con cal producen cemento puzolánico.

Con dicha mezcla se tenía un aglomerante para tabique y mampostería, pero también fabricaron con ella verdaderas piedras artificiales. Este "Concreto romano" se realizaba con la mezcla de tabiques quebrados o tobas volcánicas, puzolanas y cal hidratada. Ejemplos de construcciones masivas realizadas con dicho "concreto" son la Basílica de Constantino y el Panteón romano. La presencia de construcciones en el presente a lo largo de lo que fue del imperio romano testifican la durabilidad del material y que no sólo fue producto de la casualidad, sino resultado del conocimiento y la técnica de la fabricación.

En Kohunlich, México, los pavimentos de concreto datan desde 550 después de Cristo. El concreto también se empleo para construir muros a lo largo de la edad media, pero menos sistemáticamente y con un conocimiento menor del material del que tenían los romanos. Las primeras iglesias cristianas de Roma tenían muros de concreto, ejemplos del mismo modo de construcción en Inglaterra son el Castillo Kendal y el Castillo Corfe, estructuras de las cuales John Smeaton tomó la idea de usar el concreto en trabajos de ingeniería.

En 1756 John Smeaton, quien estaba comisionado para reparar el faro de Eddystone en la costa de Cornwalles, Inglaterra, descubrió que el mejor mortero se obtenía al mezclar puzolana y caliza con gran cantidad de material arcilloso; para cimientos y material de unión empleo una mezcla de cal viva, arcilla, escoria de hierro en polvo y arena. Al percatarse de las propiedades benéficas de la arcilla, Smeaton fue el primero en conocer las propiedades químicas de la cal hidráulica.

Con éste antecedente se desarrollaron varios tipos de cementos hidráulicos, como el "cemento romano" de James Parker, que se obtiene por calcinación de nódulos de caliza arcillosa, que originó la patente de "cemento Portland" en 1824 por parte de Joseph Aspdin, un constructor de Leeds. Para fabricarlo es necesario calentar una mezcla de arcilla finamente triturada y caliza dura en un horno, hasta eliminar el CO_2 , dicha temperatura era inferior que la necesaria para la formación de escorias. El prototipo de cemento moderno fue desarrollado por Isaac C. Johnson, quien quemó una mezcla de arcilla y caliza hasta la formación de escorias, teniendo como resultado la reacción necesaria para formación de un compuesto cementante.

Actualmente denominamos cemento Portland para describir un cemento fabricado con la mezcla de materiales calcáreos y arcillosos, u otros similares que contengan sílice, alúmina u óxidos de fierro, que se queman hasta la temperatura de formación de escorias (1400 °C) en un gran horno rotatorio. Una vez enfriadas las escorias se pulverizan finamente. El polvo gris resultante es el cemento Portland. Dicho nombre se concibió en un principio por la similitud de color y calidad entre el concreto fraguado y la piedra de Portland - una caliza obtenida en la cantera de Dorset, en el islote de Portland, península en el Canal de la Mancha.

A lo largo del siglo XIX y principios del siglo XX el concreto de cemento Portland estaba estableciéndose como material de construcción, compitiendo con el cemento natural, madera, ladrillo y el acero o hierro. En éste tiempo el concreto se considero conveniente para canales, cimentaciones, presas, pavimentos, aceras, muros pesados y malecones, con lo que surgió un gran ímpetu por su uso, que ha venido creciendo hasta que se convirtió en el material de construcción más versátil.

EL CONCRETO ARMADO

El invento del concreto armado se ha atribuido generalmente al francés J. Monier, quien al aparecer lo aplicó en 1867; sin embargo, ingleses, franceses y americanos se han disputado el invento.

Ciertos constructores fabricaban mallas de acero recubiertas con cemento para obtener paredes delgadas y sólidas con el fin de fabricar objetos incombustibles e impermeables. Joseph-Louis Lambot, realizó cajas para naranjas y depósitos con malla recubierta de cemento en 1845, y con estos mismos materiales construyó una barca en 1850, para exhibirla en 1855 en la Feria Mundial de París, patentándola y logrando así el primer antecedente de ferrocemento.

Las patentes del sistema Monier para Alemania y Austria fueron adquiridas por una casa alemana: la sociedad *G. A. Wayss et Cie.* de Berlín que se convertiría más tarde en "*Actien - Gessellschaft fur Beton und Monjerbau*". Aplicando éste sistema dicha empresa tuvo experiencias que demostraban sus ventajas, marcando los principios de su aplicación. Desde entonces adquirió más popularidad y extendió su campo de aplicación, así la patente Monier se difundió por toda Europa haciéndose del dominio público. En 1890 se construyeron los primeros puentes siguiendo éste sistema. Paralelamente, Muller en Alemania, Wunsch en Hungría y Melanen en Austria crearon sistemas que tuvieron su mejor aplicación en la construcción de puentes. El sistema Acero - Concreto comenzó a utilizarse por sus propiedades incombustibles.

El cemento Portland se empleó en un sistema de construcción que usaba perfiles de acero sumergidos en concreto en 1844, este sistema fue usado para almacenes de siete u ocho pisos por parte del ingeniero William Fairbain, éste proceso de construcción se aproxima bastante a la verdadera construcción de concreto armado. Sin embargo, se necesitaron 50 años para que el análisis científico revelara la naturaleza exacta entre la relación de ambos materiales componentes del concreto reforzado o armado. No se puede dar fecha exacta para el nacimiento del concreto armado en Estados Unidos ni en Inglaterra.

Los primeros constructores de concreto armado no fueron teóricos, muchos de ellos no tenían idea de la estabilidad de construcciones. El sistema se estudió vía experiencia, que permitió establecer algunos principios en los que se basaron las hipótesis.

El desarrollo del sistema Monier corresponde a los alemanes Koenen y Wayss, quienes entre 1886 y 1887 publicaron fórmulas empíricas que se aplicaron en el empleo y desarrollo del sistema y que no buscaban los papeles del concreto y del acero en la resistencia del concreto armado. Los estudios sobre el tema reconocieron desde su inicio que el funcionamiento de los elementos de concreto armado bajo la acción de cargas debería depender de las propiedades elásticas del acero y del concreto. En 1876 M. Maza aplicó en Francia el cálculo a una construcción de concreto. M. Plagnat, Coignet y De Tedesco, estudiaron el problema también y definieron las propiedades esenciales, el comportamiento estático del nuevo material, y los principios para el cálculo de las estructuras.

En 1888, Francois Hebenique construyó en Bélgica el primer edificio de concreto armado y de 1880 a 1894 estableció las reglas y cálculos de un sistema que lleva su nombre. Para el edificio, Hebenique propuso una envoltura refractaria, sabía que bajo compresión el concreto es preferible al acero y que tenía una resistencia considerable al esfuerzo cortante. La trabe heterogénea requería el concreto en compresión y el acero en tensión. Verificando cada una de sus hipótesis, lenta y metódicamente Hebenique elaboró el cálculo de este híbrido, bautizándolo como concreto armado (Betón Armé). Además tuvo la idea de elevar las barras inferiores sobre los apoyos, resistiendo así la pieza al esfuerzo cortante y al momento negativo de las vigas continuas.

La viga tal y como la conocemos hoy en día data de 1889. Hebenique y Edmont Coignet patentaron simultáneamente en 1892 sus tipos de vigas de concreto armado. Coignet y Hebenique no fueron los primeros en realizar la viga, al mismo tiempo o antes, Moller en Alemania, Ransome en Estados Unidos, y Cottancin en Francia tuvieron la misma idea. El hecho de quién fue primero siempre ha suscitado controversias.

En éste nuevo período del concreto armado Hebenique tiene un lugar considerable, estableció sucursales de su compañía en toda Europa y aplicó el concreto armado a más de 3000 construcciones de todo género e índole, hacia 1894 estudia y realiza la ménsula, los tanques y pilotes en 1895, y construye el primer puente de concreto armado en arco en 1897. El sistema Hebenique fue el primero que llegó a México a principios del siglo XX.

Uno de los primeros pavimentos de concreto se colocó en 1891 en Bellefontaine, Ohio, USA. La primera casa de concreto registrada se construyo en 1844 en Milton, Wisconsin. Las casas de concreto construidas por Alva Edison en 1908 todavía existen. El primer rascacielos de América del norte, con 64 metros de altura, se construyo en 1902. En 1906, C.A.P. Turner desarrolla la primera losa sin vigas.

EL AVANCE DE LA CONSTRUCCION EN EL SIGLO XX

Las propiedades del concreto: manejabilidad, facilidad de construcción y un buen comportamiento en estado endurecido llevaron al concreto a tener un lugar primordial como material de construcción, desplazando en parte a la mampostería u otros materiales hasta entonces usados. El concreto ofrecía nuevas posibilidades y se empezó a usar cada vez más en diversas estructuras: presas, canales, muros, casas habitación, edificios, naves industriales o comerciales, etc. Se dio entonces una industrialización en la fabricación del cemento, una nueva industria había nacido y ofrecía trabajo a miles de personas. Con el concreto las estructuras fueron más resistentes. El uso del concreto se generalizó mundialmente.

En 1900 la construcción con concreto era más laboriosa que hoy, se transportaban los materiales al lugar de trabajo con carretas arrastradas por caballos.. Todo el cemento se manejaba en bolsas. El concreto se preparaba a mano y a veces se utilizaban mezcladoras con una capacidad de 7 m³/h (Taylor y Thompson 1906). La pala y la carretilla de mano eran las herramientas comunes para colocar al concreto en la cimbra. La cimbra de madera tenía que ser cortada a mano. Se usaban cubos de grúa en los proyectos de grandes construcciones, como diques. La consolidación consistía en apisonar el concreto, a menudo de consistencia seca, a mano en el lugar o a veces con estibas neumáticos. Posteriormente los vibradores interiores reemplazarían al apisonado.

El inicio del siglo XX trajo muchos desafíos para solidificar la construcción. Ingenieros y dueños asumieron un gran riesgo al experimentar con el relativamente nuevo material - el concreto de cemento Portland. Las lecciones aprendidas de construir la primera calle o el primer rascacielos de concreto reforzado eran claras: para avanzar en la tecnología debemos tomar riesgos usando nuevos materiales, nuevas metodologías de diseño y nuevas técnicas de construcción. La industria de la construcción de concreto debe buscar innovación y dar los pasos para construir con nuevas ideas. Sin éste pensamiento visionario y de progreso continuo, otros materiales de construcción más innovadores podrían reemplazar al concreto. Los pavimentos, casas, presas y demás estructuras de concretos sólo existen hoy porque alguien desarrolló el concepto y le hizo trabajar, mientras se arriesgaba al ridículo y a menudo a una a pérdida financiera personal.

Así el conocimiento y avance de la tecnología de concreto se empezó a desarrollar a principios del siglo XX, cuando se realizaron los primeros intentos por ajustar las propiedades del concreto a las necesidades de obra. También ocurrieron cambios revolucionarios en los métodos y materiales de construcción. El equipo motorizado reemplazó a los caballos y gran parte del trabajo manual. El cemento Portland con sus propiedades uniformes y su resistencia más alta reemplazó al cemento natural, y se empezaba a gestar el estudio científico de los cementos, que es relativamente reciente. La relación agua/cemento como herramienta índice para estimar la resistencia del concreto, descubierta por el profesor Abrams de Estados Unidos, se uso primeramente en 1918.

A principios de los años cuarenta se reconoció las mejoras de la durabilidad debidas a la inclusión de aire, que resolvió los problemas para condiciones de hielo-deshielo. Ambos avances importantes en la tecnología del concreto han sido investigados a mayor profundidad y desarrollados en algunas áreas relacionadas, incluyendo el uso de ingredientes para contrarrestar las deficiencias posibles, desarrollar propiedades especiales, o lograr economía.

Con el incremento de la demanda de cemento, como ingrediente del concreto, las necesidades de los ingenieros requerían un material cada vez más perfeccionado, por lo que se tuvo la necesidad de establecer estándares de calidad. Las primeras normas para materiales del concreto existieron a finales del siglo XIX. La *American Society for Testing and Materials* (ASTM) se formó en 1898, y el Comité ASTM C-9 enfocado al concreto y sus agregados se formó en 1914. El desafío de ese tiempo era desarrollar normas, pruebas y especificaciones aceptables para materiales de concreto. La mayoría de las especificaciones actuales fueron desarrolladas a principios del siglo XX, y constituyen todavía hoy una guía orientada. Las primeras normas aparecieron en México en 1947.

En 1915 el empleo de concreto armado se generalizó sistemáticamente para la construcción de grandes conjuntos industriales. El recurrir a las estructuras simples se generalizó en la construcción de edificios. En 1916, Frank Lloyd Wright construye una estructura asísmica para el Hotel Imperial de Tokio, cuyas losas se prolongan como largos balcones. El edificio resistió el temblor de 1923, fatal para otras estructuras de la ciudad.

En la década de los setentas surgió el concreto con fibras reforzadas, y en la década de los ochentas corresponde a los superplastificadores hacer su aparición. En 1985 es introducido el humo de sílice como aditivo puzolánico del concreto. En esta misma etapa corresponde el uso de los primeros concretos de alta resistencia, que vendrían a revolucionar nuestra concepción del concreto tradicional y que como material de alta tecnología sus propiedades, desempeño y posibilidades continúan asombrándonos.

Los reductores y superplastificadores mejoraron la trabajabilidad e hicieron mezclas de concreto más económicas para colocar. Los cementos resistentes al ataque de sulfatos, junto con el uso de una baja relación agua/cemento ayudaron para controlar el ataque de sulfatos. Tanto las puzolanas naturales, las cenizas volantes, las escorias, el humo de sílice y la arcilla calcinada empleados como ingredientes minerales del concreto o en cementos mezclados, incrementaron las propiedades del concreto tales como resistencia, baja permeabilidad, reducción del incremento de temperatura, resistencia al cloruro y control de la reacción álcali - sílice.

El diseño estructural para concreto reforzado y presforzado y la relación entre esfuerzo y la relación agua/cemento hacen al concreto un material predecible y seguro para construcciones y puentes, excediendo por mucho las habilidades de piedra que imitó originalmente.

El conocimiento y desarrollo tecnológico de diversas áreas, incluyendo el uso de aditivos para contrarrestar deficiencias, economía, o desarrollar propiedades específicas, así como diversas investigaciones y el desarrollo de teorías, pruebas, especificaciones, métodos de cálculo y nuevos productos han hecho posible lo que hoy es y conocemos como *tecnología del concreto*.

Cabe señalar que dicho avance ha sido por la filosofía de una revisión basada en la experimentación y continua innovación de materiales, técnicas de diseño y construcción. El avance del conocimiento del concreto ha sido posible gracias a la labor de varios ingenieros y hombres dedicados a la investigación y construcción.

EL CEMENTO Y EL CONCRETO EN LA INDUSTRIALIZACIÓN Y CONSTRUCCIÓN DE MÉXICO

Antes del siglo XX no se fabricaba cemento en México. El concreto de cemento Portland se incorpora al pueblo mexicano, constructor de majestuosas pirámides, templos e imperios que se remontan hasta 400 años de nuestra era, al inicio del Siglo XX. El concreto ha sido elemento base para las grandes obras realizadas en nuestro país.

En 1900 sólo tres fabricas de mosaicos lo empleaban como materia prima. La industria del cemento se inició en México con dos intentos fallidos, uno en Tlaltelolco y otro en Dublán, Hgo., éstas plantas se clausuraron por la competencia del cemento importado. El progreso de la industria del cemento comienza en México realmente con la fundación de tres fábricas con modernos hornos rotatorios. En 1906 se instala la primera fábrica en México de Cemento Portland, en Hidalgo, N.L., con una producción de 50 toneladas diarias, le sigue la fábrica de *La Cruz Azul* (Jasso, Hgo.), y en 1909 se funda *La Tolteca, Compañía de Cemento Portland S.A.*(Hgo), de modo que 1911 ya había tres plantas productoras que satisfacían una demanda de cemento de 75,000 toneladas. Después de la revolución mexicana, la demanda de cemento era escasa, por lo que *Cementos Hidalgo* suspendió sus trabajos por diez años, las pérdidas de *La Cruz Azul* crecieron y pasa a las manos del Banco Nacional de México. La tolteca en 1915 vendió escasamente 4,000 toneladas.

Reanudados los trabajos de *Cementos Hidalgo*, y ya establecidos *Cementos Monterrey* y *Cemento Landa* (Puebla), en 1923 las cinco empresas cementeras crearon un comité que propiciará la mayor aplicación y mejor aprovechamiento del cemento, este comité preparó el terreno para posteriormente constituir la *Cámara Nacional del Cemento*.

En 1931, con las repercusiones de una depresión económica mundial, se fusionan *Cementos Portland de Hidalgo Nuevo León* con *Cementos Portland Monterrey, S.A.*, de esta empresa nace en ese mismo año *Cementos Mexicanos, S.A.* En 1932 se alcanza el año crítico de esta crisis, reduciéndose la producción a 137,000 toneladas, es decir, de un tercio de la capacidad de producción instalada.

Las cooperativas nacen debido a la incosteabilidad de las fábricas de Jasso e Hidalgo, durante la crisis de 1931 a 1934, en el régimen del Gral. Lázaro Cárdenas se expropiaron, creando cooperativas industriales, exentando así obligaciones de La Ley Federal del Trabajo, contratos colectivos y de algunos impuestos, varios años después la Fábrica en Hidalgo. N.L. se clausuró y la de Jasso fue expropiada mediante indemnización. Entre 1924 y 1950 crecieron las cinco antiguas fábricas y se establecieron 13 nuevas estratégicamente repartidas: Apasco, Anáhuac, Moctezuma, La Polar, León, Guadalajara, Orizaba, Chihuahua, Hermosillo, Mazatlán, Lagunas, Oaxaca, *Cementos del Norte*, *Cementos Landa*, esta última cambió de propietario y tomó el nombre de *Atoyac*.

En 1939 había 90 empresas constructoras en todo el país, en su mayor parte dedicadas a obras de edificación y rara vez a trabajos de Ingeniería Civil. A partir de 1940, por razones de haberse declarado la II Guerra Mundial, en la que México se involucro de manera colateral, la economía del país se orienta hacia la industrialización, con la tesis de sustituir las importaciones la inversión pública se canaliza a la infraestructura del sector industrial. La construcción participa de este beneficio. Así la década de los 40, fue la etapa de la industria de la construcción. De 1942 a 1944 opero la "*Comisión Reguladora del Cemento*", su desaparición originó la "*Oficina de la Industria del Cemento*". En 1948 se fundó la "*Cámara Nacional del Cemento*".

En 1945 se constituye la *Asociación Mexicana de Contratistas* y en 1953 se crea la *Cámara Nacional de la Industria de la Construcción* (CNIC). Actualmente en el 2001 hay 4340 empresas constructoras en el país afiliadas a la *Cámara Mexicana de la Industria de la Construcción* (CMIC), mientras que en el 2000 se registraron 7774 empresas constructoras¹. En el ámbito de la industria del cemento se tiene en 1973 se tenía una capacidad instalada de 11.6 millones de toneladas, actualmente en el 2001 hay una capacidad de producción de 46 millones de toneladas, de la cual sólo se tiene una producción de 30 millones de toneladas, generada por 29 empresas, que en conjunto exportaron 2.5 millones de toneladas en el 2000².

En cuanto a la industria del concreto premezclado surgió a finales de la década de 1920 a 1930, para reemplazar las carretas arrastradas por caballo y la mezclas elaboradas in situ. En México comenzaron a surgir empresas dedicadas a producir concreto premezclado o "listo para usarse" en 1951, el transporte de concreto fue el factor que indicó su capacidad. El desarrollo de ésta industria requirió instituciones que normaran los criterios e investigaran nuevas posibilidades, esto propicio la creación de un comité de concreto premezclado, que originó en 1958 la *Asociación Nacional de Concreto Premezclado* (ANCPAC), antecesora de la actual *Asociación Mexicana de la Industria del Concreto Premezclado A. C.* (AMIC). En 1989, había 200 plantas operando de concreto premezclado. En el 2001 hay 18 empresas con 76 plantas operando concreto premezclado en México³. Un camión de premezclado moderno puede mezclar exclusivamente, transportar y descargar en sólo unos minutos, lo que le llevaría una hora de trabajo para una cuadrilla de cuatro obreros.

La banda transportadora y el bombeo de concreto aceleraron en gran medida la construcción de concreto en el sitio de trabajo. Las cimbras intercambiables y reutilizables sustituyeron a las cimbras antiguas. Los vibradores interiores reemplazaron el vibrado a mano y los estibas neumáticos de hace 100 años, e incluso el concreto altamente fluido de hoy está sustituyendo a los vibradores internos. El concreto bombeado nace en México en el año 1969, permitiendo la reducción de tiempos de movimiento y colocación del concreto premezclado.

Ante la necesidad de mejorar la eficiencia en la construcción y supervisar el control de calidad, surgen los Laboratorios de Control de Calidad del Concreto, aunado a las campañas de publicidad de la industria del cemento. De estos laboratorios surgen los laboratorios de campo montado en la presa Rodríguez, en 1928 realizando un control detallado, fundamentados en la relación agua/cemento, con ahorro del material y máxima eficiencia al elaborar concreto, e inicia investigaciones para evitar agrietamientos debidos al calor de hidratación del cemento en concreto masivo. La misma presa a finales de 1932 empleó por primera vez en México cemento de bajo calor de hidratación, con el que se reduce o elimina la tendencia al agrietamiento del concreto masivo. Posteriormente el mismo tipo de cemento se emplea en otras presas mexicanas (La angostura, Son. y Francisco I. Madero, en Chihuahua), en la primera se emplearon serpentines colocados dentro del concreto para circular agua enfriada, para el auxilio del cemento de bajo calor de hidratación.

¹ Fuente: *Cámara Mexicana de la Industria de la Construcción*.

² Fuente: *Cámara Nacional del Cemento*.

³ Fuente: *Asociación Mexicana de la Industria del Concreto Premezclado, A.C.*

INTRODUCCIÓN

El comportamiento del concreto simple se conoce para rangos de resistencia normal, en el *Reglamento de Construcciones del Distrito Federal* se normativiza éste aspecto, sin embargo, debido a sismos como el de 1985 en la Ciudad de México, se originaron grandes modificaciones al Reglamento. Por su parte el análisis y comportamiento del concreto de alto desempeño se ha estudiado ampliamente en los últimos años, sin embargo, hay varios aspectos por analizar y hasta ahora ha mostrado un comportamiento distinto al concreto de resistencia normal, es decir, con resistencia menor a 400 kg/cm^2 . Aunado a lo anterior durante los últimos años se han registrado un sin número de incidencias en la falla de materiales en las estructuras de concreto, como puentes, edificios, presas, pistas de aeropuertos, etc. Lo anterior indica que los ingenieros desconocen y por tanto no aplican todo lo necesario sobre el concreto. Por lo que es probable que no se tenga el cuidado necesario al seleccionar los ingredientes adecuados para fabricar concreto y obtener una mezcla que permita un desempeño óptimo y técnicamente sólido de la elaboración de obras de concreto. Al parecer las condiciones de exposición y los efectos del clima y temperatura no siempre se consideran, si fuera así se garantizaría el buen desempeño y durabilidad de las estructuras de concreto.

Dado lo anterior fue claramente notorio que se requería aumentar la seguridad de las estructuras, para brindar dicha seguridad estructural es primordial realizar un correcto diseño estructural, pero también debemos observar el comportamiento de los materiales estructurales, así como una adecuada práctica constructiva, sólo con una interacción estrecha de estos elementos es posible una seguridad estructural real.

El furor de incrementar la seguridad y confiabilidad de las edificaciones se hizo patente en la investigación, pues se desconocían las tecnologías que serían necesarias para aumentar la confiabilidad estructural, así como el futuro comportamiento de estas nuevas tecnologías.

La solución radica en adquirir el conocimiento y técnicas apropiadas, al mismo tiempo que conocer el diseño de las estructuras. El propósito de conocer y comprender el concreto y su comportamiento es en sí una herramienta básica para el diseño, de modo que los objetivos se logren completamente y que ni la acción del ambiente, tiempo o agentes externos minen nuestra labor ingenieril.

Los avances tecnológicos y los requerimientos actuales llevaron a mejorar la calidad del cemento y a usar aditivos más convenientes en la práctica. También a encontrar agregados más resistentes y que tuvieran un mejor comportamiento durante la vida útil del concreto, ello implicaba encontrar agregados que permitieran una resistencia mecánica satisfactoria del concreto de cemento hidráulico y que no generaran deformaciones a largo plazo no permisibles, es decir, que permitieran aumentar dicha resistencia y disminuir la deformabilidad del concreto.

Para cubrir éstos avances tecnológicos y los requerimientos de mayor confiabilidad estructural y diseño sismoresistente, el *Instituto de Ingeniería de la UNAM*, está a cargo del análisis e investigación del comportamiento de diversos concretos, tanto de resistencia normal como de alta; cada concreto tiene sus características: cemento de diferente calidad, distintos tipos de agregados con diferentes diámetros y granulometrías, con o sin aditivo mineral o químico, mayor o menor relación agua/cemento y por supuesto diferente consumo de cemento, todas éstas variables originan una cantidad de concretos casi infinita. Para cubrir la amplia diversidad de variantes de concretos se crean varias mezclas.

El objetivo de la presente tesis es: *analizar el comportamiento y respuesta de concretos fabricados con distintos tipos de agregados, determinar la influencia y efecto de sus materiales componentes, así como realizar un análisis teórico - experimental de los métodos existentes para predicción del flujo plástico, comparar los concretos analizados y determinar su mejor aplicación en la construcción.* Nuestra investigación requiere un seguimiento arduo e implica tener una gran infraestructura e inversión, así como tiempo, algunas pruebas empleadas requieren años. Debido a los cambios tecnológicos ya mencionados el estudio se realiza de manera continua, por lo que periódicamente se crean nuevos especímenes con variantes en su composición que serán ensayados o estarán en alguna prueba bajo condiciones preestablecidas por normas internacionales, como las de la *American Society for Testing and Materials (ASTM)* y el *American Concrete Institute (ACI)*. El seguimiento a la normatividad es para homogeneizar las condiciones y/o circunstancias de diferentes pruebas, de modo que los resultados obtenidos en el *Laboratorio de Materiales del Instituto de Ingeniería* son reconocidos internacionalmente y den validez a la investigación.

Los resultados obtenidos se publican y van a formar parte de las Normas Técnicas Complementarias del *Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF)*; posteriormente se revisan cada 2 años siguiendo la metodología aquí descrita. Así el ingeniero civil al proyectar o diseñar una obra tendrá elementos analizados y estudiados previamente, garantizando así un margen superior de seguridad ya estipulado.

El presente trabajo cubre ésta labor que requiere de un gran seguimiento y un período largo de tiempo, por lo que se retoman datos experimentales obtenidos anteriormente para lograr un trabajo más enriquecido y global.

El marco teórico de la presente tesis es analizar diferentes tipos de concretos de acuerdo a sus características de resistencia, deformación y comportamiento. La metodología consiste en recopilar selectivamente la dosificación de mezclas analizadas por el Instituto de Ingeniería en los años 1995, 1998, 1999 y 2000. Con cada mezcla se elaboran varios especímenes de concreto (en forma de viga y cilindro) que se someten a varias pruebas, tanto en concreto fresco como endurecido. Las lecturas de dichas pruebas se toman periódicamente con equipo calibrado y siempre siguiendo una normatividad para obtener resultados confiables, de gran exactitud y precisión. Con base en la dosificación de las mezclas y con los resultados obtenidos de distintas pruebas determinamos el comportamiento y caracterización de cada concreto, por ejemplo, determinamos la relación esfuerzo - deformación, la resistencia a la compresión para varias edades, el módulo de elasticidad, el flujo plástico, entre otras, para posteriormente comparar a todos los concretos analizados con los resultados de varias muestras entre sí. De la comparación anterior determinamos la influencia de cada componente, y en especial la influencia y/o efecto del tipo agregado empleado, que es una de las partes más variables en el concreto. Los ámbitos de trabajo a los que se refiere nuestro estudio son los siguientes:

- Caracterización de los materiales componentes del concreto (Capítulo I).
- Diseño de mezclas de concreto: Criterios de dosificación (Capítulo II).
- Propiedades del concreto fresco (Capítulo III).
- Propiedades del concreto endurecido. (Capítulo IV).
- Aplicaciones de la Tecnología del Concreto (Capítulo V).

Los fenómenos a corto y largo plazo que presenta el concreto y que cubre principalmente el presente trabajo son:

- Incremento de la resistencia del concreto con la edad
- Módulo de elasticidad y/o deformación por tipo de espécimen.
- Flujo plástico.
- Contracción por secado.

Para analizar dichos fenómenos debemos respetar la normatividad actual, involucrando pruebas ya conocidas y reglamentadas.

Todo ingeniero involucrado en la construcción de estructuras de concreto debe diseñar su mezcla, a diferencia del acero ésta no la encuentra en un catálogo de proveedores. Cada obra dependiendo de sus características, del lugar donde se encuentre y de los materiales disponibles, requiere de una mezcla óptima o lo más cercano a ésta cuando hay problemas de disponibilidad de materiales. Por lo que es primordial conocer las características de los materiales componentes del concreto (Capítulo I). La dosificación de mezclas es fundamental para que una estructura de concreto se comporte adecuadamente ante condiciones de trabajo y climáticas. Por esta razón incluimos un capítulo al diseño de mezclas de concreto normal, no sólo para conocer cada método, sino para compararlos y determinar qué método o criterio conviene para ciertas necesidades de la obra o trabajo (Capítulo II). Como observaremos a lo largo del presente trabajo, escoger un criterio no sólo significa tener confianza en él, significa decidir las condiciones costo - seguridad de la mezcla diseñada, variable que afecta significativamente el costo de cualquier estructura. Una vez diseñada la mezcla debemos cerciorarnos de las propiedades del concreto en estado fresco y endurecido (Capítulo III y IV), con la realización de varias pruebas tenemos elementos para determinar si el concreto cumple o satisface las condiciones de obra o trabajo, qué revenimiento y contenido de aire tiene, y a qué deformabilidad tiende, tanto a edades tempranas como mayores. Para el modelado del flujo plástico (creep, por su nombre en inglés) se consideran tres métodos de predicción: el *Método de Neville*, el *Método de Fuentes* y el *ACI 209 R - 92 (ratificado éste último en 1997)*.

Adam M. Neville, ingeniero civil dedicado a las estructuras de concreto y tecnología del concreto propuso un método aquí utilizado; con dicho método se determina un coeficiente de flujo plástico o de deformación diferida con el que podemos predecir la deformación que tendrá un concreto con ciertas características en determinado tiempo. Una variante de éste Método es el de Alberto L. Fuentes, tiene el mismo propósito que el anterior, pero incluye una variable adicional. Es el método que presentamos en la presente tesis y es propuesto por un investigador del *Instituto de Ingeniería, UNAM*. El tercer método que incluimos es el del Comité *ACI 209R-92(97)*, el cual está muy analizado y que es empleado actualmente para fines de diseño estructural en otros países. Incluimos estos métodos con fines de comparación para determinar qué método conviene de acuerdo a las circunstancias. Aplicamos dichos métodos en cada mezcla de concreto considerada, realizamos la parte estadística y matemática de cada uno para posteriormente comparar los resultados experimentales con los teóricos, así determinamos en qué condiciones es mejor aplicar un método u otro. Discutimos la posibilidad de implantar tales avances tecnológicos y estadísticos en el *Reglamento de Construcciones del Distrito Federal*.

Otra parte importante de nuestro estudio es la contracción por secado que sufre el concreto, sus causas, efectos e influencias en el comportamiento del mismo. Determinamos la contracción por secado que presenta cada mezcla propuesta, tanto para especímenes estándar de viga como cilíndricos, posteriormente las comparamos entre sí para observar y determinar la relación de la contracción por secado entre ambos tipos de especímenes, así como la influencia del tipo de agregado en las mezclas de concreto.

Debido a la naturaleza y diversidad de fenómenos aquí analizados se tiene una complejidad numérica y estadística considerable, por lo que se incluyen sólo aquellos datos y gráficas que se consideran más representativas. Para todo lo referente a la resistencia a compresión y relación agua/cemento se consideran 26 mezclas definitivas, en tanto, que para el flujo plástico y contracción por secado se consideran sólo 12 mezclas, lo anterior se debe a que la medición de la resistencia a la compresión es relativamente sencilla, mientras que la medición del flujo plástico implica mayor equipo e instalaciones. El *Instituto de Ingeniería* cuenta probablemente con el mayor número de marcos de flujo plástico en México (8).

La presente tesis tiene como fin mostrar un nuevo método para la predicción de flujo plástico del concreto, y compararlo con métodos ya existentes. Es un estudio de la *Tecnología del Concreto* que se fabrica en México con materiales andesíticos, calizos, basálticos y de río obtenidos de nuestros bancos y con cemento nacional. Se estudian estos materiales para conocer su desempeño estructural y aplicarlos en las necesidades y problemáticas actuales, es decir, en nuestro estudio se presentan alternativas y soluciones para la industria mexicana de la construcción.

CAPITULO I. CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES COMPONENTES DEL CONCRETO

I.A. GENERALIDADES DEL CONCRETO

Se denomina *concreto* a la piedra artificial que se obtiene de mezclar agregados y un cementante que se compone de cemento Portland, que a su vez es capaz de endurecerse con agua y aglutinar a las partículas del agregado. En el proceso de formación el concreto pasa de fluido (concreto en estado fresco) a seco (concreto endurecido) y a través del tiempo sus propiedades van cambiando, por ejemplo, va adquiriendo resistencia a medida en que las reacciones entre el agua y el cementante van progresando. El concreto de cemento Portland es simple en apariencia, pero con una naturaleza interna compleja. Se produce por la interacción mecánica y química de un gran número de materiales constituyentes, por lo que es necesario y vital analizar cada componente antes de estudiar al concreto como un producto terminado. La formación de un concreto se obtiene con la adición sucesiva de los cuatro elementos fundamentales que lo integran:

1. Cementante
2. Cementante + agua = lechada
3. Cementante + agua + finos = mortero
4. Cementante + agua + finos + gruesos (grava) = concreto
5. Cementante + agua + finos + rocas = ciclópeo

El concreto es compuesto principalmente de cemento Portland agregados, y agua, y tal vez contenga otros materiales cementantes y/o ingredientes químicos. El quinto elemento del concreto es el aire. Se pueden elaborar concretos con aire o sin aire incluido, dependiendo de las condiciones ambientales a las que se desempeñará el concreto, para incluirlo a propósito basta con el uso de un aditivo o algún cemento inclusor de aire.

Los ingredientes químicos frecuentemente se usan para acelerar o retardar tiempo de fraguado, mejorar la trabajabilidad, reducir los requerimientos de agua, incrementar resistencia, o alterar otras propiedades del concreto. En tanto, los materiales cementantes, como ceniza volante, puzolanas naturales, escorias de alto horno y humo de sílice se utilizan junto con el cemento Portland, para generar cementos mezclados que permitan economizar o especificar propiedades tales como reducir el calor a edades tempranas de hidratación, mejorar el desarrollo de resistencia a edades posteriores, incrementar la resistencia a la reacción álcali sílice y al ataque de sulfatos, disminuir la permeabilidad, y resistencia a la intrusión de soluciones agresivas.

La mezcla íntima de los elementos que forman un concreto está regida por leyes bien conocidas, las cuales dan a la mezcla las características deseables; de la combinación de ellas dependerá la obtención de un producto (concreto) que satisfaga los requisitos necesarios de estabilidad y durabilidad de una estructura dada. Entre estas leyes se encuentran la relación agua/cemento, relación grava/arena, granulometría, relación agregado/cemento, etc. mismos que redundarán en aspectos de resistencia, durabilidad, deformabilidad, compacidad, manejabilidad, requisitos indispensables de un concreto bien elaborado.

Las propiedades del concreto fresco (consistencia, manejabilidad y tiempo de fraguado) y las del concreto endurecido (resistencia a la compresión, resistencia a la tensión, contracción, flujo plástico y durabilidad), se pueden controlar seleccionando en forma minuciosa las características y proporciones de los componentes primarios del concreto, es decir, del material cementante, agua y agregado, por tanto, en la moderna tecnología del concreto, es muy importante conocer las características de los materiales que intervienen en la fabricación del concreto.

Se presenta en la fig.1.1 algunas propiedades de un buen concreto, así como las influencias de la composición del concreto para lograrlas.

I.A.1.DIFERENCIAS IMPORTANTES ENTRE EL ACERO Y EL CONCRETO

El concreto y el acero son los dos materiales más usados en construcción, sin embargo, por sus diferencias físicas y químicas tienen una respuesta mecánica distinta. Hay dos diferencias fundamentales entre el concreto y el acero. La primera es que el acero es un material policristalino que se considera macroscópicamente homogéneo e isótropo, por lo que se trata de acuerdo a los métodos de mecánica del medio continuo. Por su parte el concreto con su gel de cemento, productos cristalinos de hidratación, agua, cemento no hidratado y agregados es heterogéneo en virtualmente cualquier nivel de observación, y cuando el refuerzo está presente tampoco es isótropo. La segunda diferencia es que el concreto es elaborado en sitio, en tanto la mayoría de los materiales estructurales no. Esta descripción es aún correcta en el caso de que la mezcla sea traída de una planta de mezclado (concreto premezclado). La manufactura del concreto en sitio puede afectar la variabilidad del concreto así como sus propiedades. Las propiedades del concreto cambian con el tiempo y son considerablemente afectadas por el ambiente (la temperatura y la humedad), por lo que el concreto difiere substancialmente del acero que no es afectado por la humedad, siempre que la corrosión sea prevenida, o por la temperatura dentro del rango para estructuras convencionales.

I.B. MEZCLAS DE CONCRETO ANALIZADAS

El comportamiento y respuesta del concreto depende de una serie de factores de diversa índole, que van desde su dosificación, tipo de cemento y agregado, condiciones de colado, vibrado y curado. Con el fin de determinar el comportamiento y respuesta mecánica de diversos concretos y conocer las influencias y/o efectos de ciertas variables de nuestro interés se elaboraron varias mezclas con diferentes materiales componentes y dosificaciones. Los concretos fabricados comprenden tres tipos de agregados distintos, dos tipos de cemento y por supuesto una dosificación diferente. Así las variables analizar son: tipo de agregado, consumo de cemento y tipo de cemento.¹

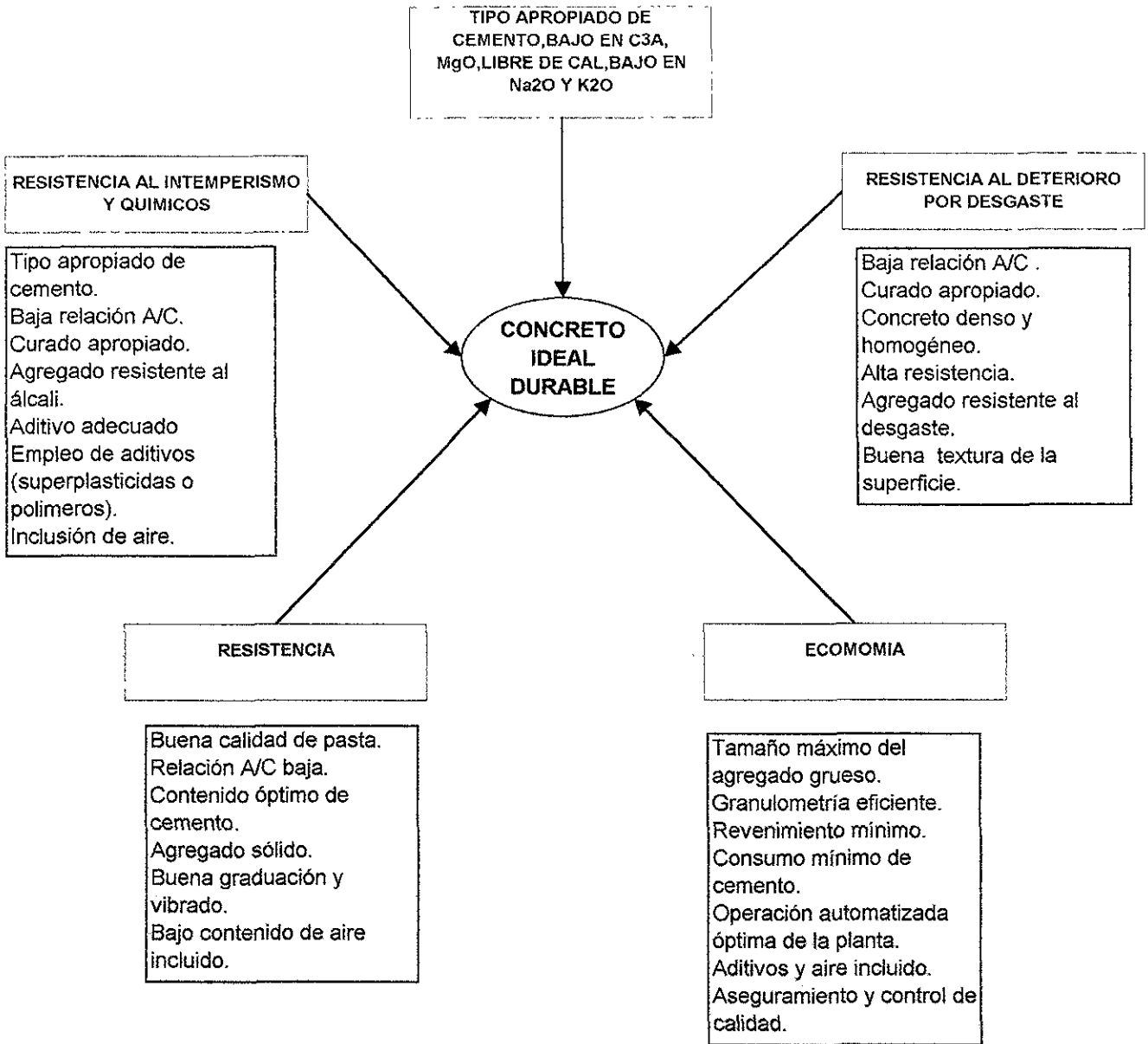
Se analizaron 26 mezclas definitivas para lo referente a la resistencia a compresión y a relación agua/cemento y 12 mezclas para flujo plástico y contracción por secado. Las mezclas de concreto analizadas se fabricaron en distintos años (1995,1998,1999 y 2000) y se dosificaron con el criterio ACI 211.1-91. Se sometían mezclas preliminares a pruebas experimentales para corroborar la dosificación y las necesidades requeridas, posteriormente se realizaban las correcciones pertinentes, hasta obtener la dosificación que cumpliera con los requerimientos preestablecidos, es decir, la mezcla definitiva. Las mezclas analizadas en el presente trabajo son solamente mezclas definitivas; su dosificación, fecha de colado y nomenclatura se presentan en la tabla 1.1.

I.C. CARACTERIZACIÓN DEL CEMENTO

El cemento es un producto industrial que se fabrica de acuerdo con normas establecidas, teniendo pocas variaciones para un mismo tipo. De acuerdo con las normas nacionales los tipos de Cemento Portland establecidos son:

¹ Es preferible considerar las propiedades significativas del concreto una a la vez, pero en enfoques experimentales esto es difícilmente posible, debido fundamentalmente a que ciertas variables son covariables. Un ejemplo, es que al variar el consumo de cemento cambiamos también la relación agua/cemento y se puede afectar su trabajabilidad. Lo anterior dificulta el análisis del concreto.

FIG.1.1. PRINCIPALES PROPIEDADES DE UN BUEN CONCRETO



FUENTE: Concreto reforzado, un enfoque básico.E.G. Nawy.

En muchos estudios se han indicado que un contenido o consumo alto de cemento produce un concreto de alto desempeño - siempre y cuando se tenga una correcta dosificación, lo que se debe a que al incrementar el consumo de cemento, las fuerzas intramoleculares entre partículas son mayores, por lo que la resistencia mecánica del concreto se incrementa. El consumo de cemento es una variable primordial para nuestro análisis, que nos permite observar su efecto en las propiedades del concreto endurecido, con base en ella determinaremos la influencia de otras variables, como el tipo de agregado en los fenómenos de resistencia a compresión, flujo plástico y contracción por secado.

I.D. CARACTERIZACIÓN DE AGREGADOS

Los agregados son la parte más variable de un concreto porque las gravas y las arenas pueden tener distinto origen geológico y composición mineral, diferente granulometría (distribución de tamaños de las partículas), forma, textura, finura, angulosidad, contenido de humedad y resistencia mecánica de las partículas, así como las condiciones climáticas a las que se ha expuesto el agregado.

Los agregados y su calidad son de primordial importancia para el concreto, debido no solamente a que ocupan aproximadamente tres cuartas partes del volumen de concreto (del 70 al 85 % en peso) sino a la influencia notable que tienen en las propiedades del concreto recién mezclado y endurecido, así como en la economía; dentro de su influencia en el concreto endurecido podemos mencionar las limitaciones de resistencia que generan, es obvio, que un concreto no puede tener una resistencia mayor a la resistencia que tienen la mayoría de los agregados que lo integran. Además las propiedades físicas, térmicas y químicas de los agregados determinan la durabilidad y desempeño del concreto, por ejemplo, mejorando su durabilidad y estabilidad de volumen sobre los de la pasta de cemento. Económicamente es una ventaja emplear mezclas con el mayor contenido de agregado posible y la menor cantidad de cemento, pero debemos equilibrar las propiedades deseadas del concreto en estado fresco y endurecido.

Un agregado con propiedades satisfactorias hará siempre un buen concreto, pero un agregado con propiedades consideradas inferiores también puede alcanzar la propiedad deseada. Los agregados tienen varias funciones importantes en la elaboración de concreto, por lo que su uso ofrece las siguientes ventajas:⁴

- a) Incrementar el módulo de elasticidad.
- b) Incrementar la resistencia.
- c) Economizar. Los agregados se emplean como un relleno funcional.
- d) Reducir la contracción, la cual puede ser 0.05% en concreto y 0.4 % en pasta de cemento.
- e) Restringir el flujo plástico, el cual es mayor en una pasta de cemento, que en un concreto.
- f) La mayoría de los agregados son menos propensos al ataque químico que la pasta de cemento, aún cuando esta última es por sí misma bastante resistente, de modo que, el empleo de agregado en el concreto es benéfico, independientemente del costo.

Clasificamos los agregados por su tamaño, una práctica común para la fabricación de concreto de buena calidad consiste en dividir a los agregados en dos lotes, en *gravas (agregado grueso)* y en *arenas (agregado fino)*, la división principal de partícula de 5 mm (3/16") o malla No.4 de la ASTM es la que define estrictamente la frontera entre ambos tipos de agregado.

⁴ Creep of Engineering Materials, p.59.

Los agregados finos consisten en arenas naturales o manufacturadas con tamaños máximos de partícula de 10 mm; los agregados gruesos son aquellos cuyas partículas se retienen en la malla No.16 y pueden variar hasta 152 mm (6"). Los agregados deben consistir en partículas con una consistencia adecuada, así como resistencia a condiciones de exposición a la intemperie y no deben contener materiales que causen un deterioro al concreto⁵.

A mayor tamaño de la partícula menor área superficial a humedecer, así al extender la granulometría hasta su tamaño máximo se reducirán las necesidades de agua de la mezcla; y para una manejabilidad específica y riqueza de la mezcla la relación agua/cemento se puede reducir, con la secuela del aumento en la resistencia. Sin embargo, existe un límite del agregado, si sobrepasamos este límite la disminución de necesidad de agua se contrarrestará con una menor área de adherencia, causando así secuelas nocivas y una discontinuidad producida por las partículas muy grandes, por lo que el concreto se vuelve muy heterogéneo y trae por consiguiente una disminución en la resistencia.

El tamaño máximo de agregado que se emplea normalmente es de 20 o 25 mm (8 o 10"). En cuanto a concreto estructural se refiere el tamaño máximo de agregado está limitado, usualmente se emplea de 25 a 40 mm, debido al espacio entre las varillas de refuerzo y a la sección transversal del concreto. En el concreto estructural entran las limitaciones de las normas o reglamentos de construcción de cada país. El RCDF estipula que el tamaño máximo de agregado no debe ser mayor que *"un quinto de la menor distancia horizontal libre mínima entre barras, paquetes de barras, o tendones de presfuerzo. Estos requisitos pueden omitirse cuando las condiciones del concreto fresco y los procedimientos de compactación que se apliquen permitan colocar el concreto sin que queden huecos"*.⁶

Al analizar lo anterior, resulta relevante seleccionar un agregado con determinada granulometría que permita una manejabilidad razonable y una segregación mínima para generar un concreto fuerte y económico.

Aunque no podemos relacionar la resistencia del concreto con las propiedades del agregado, las pruebas realizadas a los agregados permiten conocer sus propiedades, y proporcionan indicios de su calidad, así podemos calificar y conocer mejor a un agregado determinado. A continuación mencionamos algunas propiedades mecánicas, físicas, químicas y térmicas de los agregados.

Las propiedades mecánicas del agregado influyen en la resistencia del concreto directamente, por ejemplo, un agregado de resistencia y módulo de elasticidad moderado o bajo contribuye a preservar un concreto, debido a los cambios de volumen causados por cuestiones térmicas o de humedad, que conducen a un esfuerzo menor del cemento cuando el agregado es compresible, en tanto un agregado rígido puede propiciar la ruptura de la pasta de cemento circundante. Entre las propiedades mecánicas se encuentran:

- **Adherencia:** Tanto la forma de la partícula como la textura de la superficie del agregado influyen en la resistencia del concreto, especialmente a los de alta resistencia y afectan más a la resistencia en flexión que a la de compresión. Al ser más áspera la superficie se genera una mayor adherencia entre las partículas y la matriz de cemento. A su vez un área superficial de un agregado angular propicia una mejor adherencia. Es difícil determinar la calidad de la adherencia y no existen pruebas aceptadas para ello.

⁵ Los agregados naturales pueden ser suficientemente fuertes y resistentes para elaborar concretos, sin embargo, si contienen impurezas orgánicas estas interfieren en el proceso de hidratación. La materia orgánica se conforma de productos en descomposición de materia vegetal, ya sea humus o marga orgánica, normalmente se presenta más en la arena que en la grava, basta con un lavado para removerla.

⁶ Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones para el D.F.p.33.

- **Resistencia.** La resistencia a la compresión del concreto no puede en gran medida ser mayor que a la mayor parte de los agregados, aunque la determinación de resistencia del agregado mismo no es tarea sencilla. La información necesaria de las partículas se obtiene mediante pruebas indirectas, como el valor de trituración del volumen del agregado, la resistencia a la trituración de muestras preparadas de roca, y el desempeño del agregado en el concreto, el último se refiere a la experiencia previa y observación del agregado específico o una prueba de uso del agregado en una mezcla de concreto que se conoce que tiene una resistencia específica con otros agregados ya probados.
- **Dureza:** Se define como la resistencia que tiene el agregado a la falla por impacto, se acostumbra determinar el valor de impacto del agregado en el volumen del mismo.
- **Resistencia al desgaste:** propiedad importante para concretos empleados en caminos y superficies sometidas a tránsito pesado. El valor de abrasión del agregado se define como la pérdida de volumen sometido a abrasión en porcentaje, de modo que al ser más alto su valor es menor su resistencia a la abrasión.

Las propiedades físicas del agregado son relevantes para el comportamiento del agregado en el concreto y para las propiedades del propio concreto; dentro de estas propiedades se encuentran las siguientes:

- **Gravedad específica o densidad relativa:** La mayoría de los agregados naturales tienen una gravedad específica aparente entre 2.6 y 2.7.
- **Densidad de masa.** Depende de la distribución de formas y tamaños de las partículas, así como del grado de compactación; en las pruebas se debe indicar por esto el grado de compactación: flojo o compactado. Se realiza ésta prueba conforme a la norma ASTM C 29-78. La relación de la densidad en masa del grado flojo al grado compactado oscila entre 0.87 y 0.96. La máxima densidad de masa de una mezcla de agregados se alcanza cuando la masa del agregado fino es del 35 al 40% de la masa total del agregado, en consecuencia el mínimo volumen de vacíos restante determinará el contenido mínimo de cemento en polvo.
- **Absorción y porosidad:** La capacidad de absorción, la porosidad y la permeabilidad afectan a la adherencia con la pasta de cemento, a la resistencia del concreto, al congelamiento y deshielo, a la resistencia química, a la resistencia a la abrasión y a la gravedad específica. La absorción de agua se determina midiendo la disminución de masa de una muestra saturada y de superficie seca después de secarla en el horno durante 24 horas, respecto a la masa de muestra seca, la absorción es la relación de la disminución de la masa expresada como porcentaje. Es importante determinar la absorción, pues la absorción del agua del agregado debe reducirse del requerimiento total de agua de la mezcla, para obtener la relación agua/cemento efectiva en el proceso de dosificación de la mezcla.
- **Contenido de humedad:** Es el exceso de agua en estado saturado y con una superficie seca. El contenido total de agua de un agregado húmedo será igual a la suma de la absorción y el contenido de humedad.

Las propiedades térmicas de los agregados que influyen en el desempeño del concreto son tres: el coeficiente de expansión térmica, el calor específico y la conductividad. El coeficiente de expansión térmica del agregado determina el valor correspondiente del concreto, la influencia que tiene está en función del contenido de agregado y en las proporciones de la mezcla. El basalto tiene un coeficiente térmico entre 3.6 y $9.7 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ y la caliza entre 0.9 y $12.2 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$.

La selección de determinado origen y granulometría de un agregado tiene como ya vimos varios efectos, algunas propiedades del concreto tanto fresco como ya endurecido están en función del agregado seleccionado. La selección del agregado está en función de atributos que se quiere tenga el concreto. Dada la importancia del agregado se han escogido diversos tipos de agregados y se combinaron entre sí para determinar la respuesta e influencia de cada uno.

I.D.1. JUSTIFICACIÓN DE LOS AGREGADOS ANALIZADOS

Antes de los sismos de 1985 se empleaban principalmente agregados pétreos andesíticos para la fabricación de concreto hidráulico en la Ciudad de México, debido a su fácil disponibilidad en la región. Las fallas de estructuras en los sismos de 1985 fueron causadas entre otras causas al contacto entre estructuras debido a la gran deformabilidad que presentan los concretos fabricados con materiales andesíticos. En estudios anteriores se ha demostrado que el comportamiento de dichos concretos es satisfactorio en el ámbito de la resistencia mecánica, pero no lo es en el ámbito del flujo plástico ni en su módulo de elasticidad; comparado con otros agregados el material andesítico presenta un flujo plástico y una contracción por secado del orden del doble de otros materiales pétreos, aunado a lo anterior su módulo de elasticidad es del orden de la mitad comparado con otros agregados pétreos⁷. El sismo de 1985 en la Ciudad de México de 7.8 en la escala de Richter causó la muerte de varias personas pero nos dio varias lecciones, una de ellas en el ámbito de los materiales empleados fue que debemos mejorar el comportamiento de los agregados con los que elaboramos concreto, debido a lo anterior se estudio y posteriormente se reglamento el uso de un concreto más rígido (menos deformable), se propuso fabricar el concreto con un agregado grueso de origen basáltico o calizo (más denso que el andesítico), sin embargo el agregado fino (arena) de origen andesítico continuo usándose. Este último concreto alcanza razonablemente las condiciones deseables para concreto estructural, pero hay circunstancias donde es conveniente un concreto más denso y más rígido, por ejemplo, en las cimentaciones total y parcialmente compensadas un concreto más denso significa menos volumen de concreto, y menos volumen de excavación entre otros hechos benéficos. Para lograrlo se propone usar material calizo (2.60 ton /m³) en la arena, en lugar de uno de andesita (2.40 ton /m³). Por situaciones geológicas la arena andesita es la de mejor calidad en el Valle de México, transportar una arena caliza de otra región resulta costoso, sin embargo, si los materiales cercanos a la región no satisfacen los requerimientos de calidad puede convenir transportar los agregados de regiones lejanas para asegurar la calidad del concreto. La solución alterna fue la trituración de rocas calizas hasta obtener el tamaño de arena.

El uso de arenas trituradas tiene consecuencias en el concreto fresco, las mezclas tienden a ser menos trabajables, proclives a la segregación y al sangrado, por ello resulta útil y de interés estudiar mezclas de concreto elaboradas con agregados triturados calizos, tanto gruesos como finos y conocer sus propiedades en estado fresco y endurecido, así como su comportamiento a través del tiempo. Esta es la razón de que se consideran en este primer lote de agregados, gravas y arenas calizas trituradas.

Para tener un parámetro de comparación se elaboraron concretos con agregados pétreos tales como grava caliza y arena andesítica de procedencia local, estudios previos demostraron que estos materiales logran un concreto estructural satisfactorio, con las salvedades marcadas anteriormente.

El *Departamento del Distrito Federal* encontró un banco de basalto en el Valle de México; ante la necesidad de encontrar materiales sustitutos de los ya escasos y usados tradicionalmente, el basalto, poco empleado y estudiado para obras importantes de ingeniería civil, surge como posible material alternativo para fabricar concretos, por lo que su análisis para determinar su viabilidad es primordial.

⁷ Concretos fabricados con arenas y gravas calizas disponibles en el D.F.C.J. Mendoza, A. Fuentes, C. Carmona. 1995.

En sitios cercanos a bancos de arena de río éste material puede ser aprovechado, disminuyendo el costo, tal es el caso para presas que se ubican en cuencas con grandes cantidades de arenas de río. La *Comisión Nacional del Agua (CNA)* plantea usar este material para canales de descarga, donde es necesario un recubrimiento de concreto resistente al flujo del agua con acabado liso. El empleo de arenas de río para elaborar concreto hidráulico surge como una nueva necesidad, y por lo cual carece de estudios anteriores, de ahí su interés por estudiar y analizar la respuesta de un concreto fabricado con este tipo de agregado. Normalmente se utilizan arenas provenientes de un banco que garantiza la calidad de los materiales que son extraídos de éste, a diferencia de lo anterior se propone analizar un material que se encuentra *in situ* y al intemperie, de fácil disponibilidad pero sin antecedentes en su empleo.

El comportamiento de dicho tipo de concreto es desconocido, no se conocen sus propiedades mecánicas, como son: resistencia, deformabilidad, trabajabilidad, durabilidad, etc. Tales propiedades se deben conocer para poder determinar si el empleo de concreto con agregado fino de río es viable, para determinar su uso con fines estructurales, y en especial para estructuras hidráulicas. Al conocer el comportamiento del concreto con arenas de río podemos determinar su aplicación a canales de descarga y estimar su comportamiento para decidir su uso y dosificación en éstas estructuras hidráulicas. El *Instituto de Ingeniería* ante dichas circunstancias está realizando el estudio, por ello se ha considerado arena de río para esta tesis. Por lo anterior es necesario identificar la influencia de los componentes del concreto para materiales extraídos de bancos del Valle de México y en particular de bancos con materiales que se pueden ocupar en el futuro para la fabricación de concreto.

En la presente tesis analizamos entonces concretos elaborados con grava y arenas caliza, grava caliza y arena andesita, y con gravas de basalto y arena de río, con la determinación y comparación de las propiedades del concreto que cada combinación de agregado produce determinamos la influencia de cada material e identificamos las circunstancias en que cada concreto pueda convenir.

Los agregados investigados se someten a diversas pruebas físicas como granulometría, densidad, absorción, peso volumétrico seco y suelto y peso volumétrico seco y compacto para determinar sus propiedades. Estas pruebas nos permiten conocer las propiedades intrínsecas de los agregados y determinar si los agregados cumplen con las normas de *ACI* para elaboración de concreto, adicionalmente una segunda ventaja de realizar dichas pruebas es obtener parámetros de diseño para la dosificación de las mezclas. En el diseño de las mezclas de concreto se consideró la contaminación de la arena en la grava y de la grava en la arena. Las características de los agregados analizados y las curvas granulométricas se muestran en la tabla 1.4 y en la fig.1.2 respectivamente.

I.D.2. CARACTERIZACIÓN DE ARENAS

Los agregados finos empleados en ésta investigación se han comparado con la norma *ASTM C 33-97 (Standard Specification for Concrete Aggregates)*, que recomienda lo siguiente:

- El agregado fino no debe ser mayor de 45% del total retenido entre dos mallas consecutivas.
- El módulo de finura debe encontrarse entre 2.30 y 3.10, un valor mayor señala una graduación más gruesa. La utilidad del módulo de finura radica en indicar la variabilidad ligera de un agregado de una misma fuente, tal variabilidad puede afectar la manejabilidad del concreto fresco.

TABLA 1.4. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LOS AGREGADOS ANALIZADOS

TIPO DE AGREGADO	GRANULOMETRIA DE LA GRAVAS CALIZAS (1995)						GRAVAS CALIZAS (1998)			GRAVAS BASALTO(1999)			LIMITES ASTM C33-97
	1"			1 1/2 "			3/8 "			3/4 "			D-67 [3/4" a No 4]
TAMAÑO DE LA MALLA	Porcentaje retenido	Porcentaje Retenido Acumulado	Porcentaje acumulativo que pasa	Porcentaje retenido	Porcentaje Retenido Acumulado	Porcentaje acumulativo que pasa	Porcentaje retenido	Porcentaje Retenido Acumulado	Porcentaje acumulativo que pasa	Porcentaje retenido	Porcentaje Retenido Acumulado	Porcentaje acumulativo que pasa	Porcentaje retenido
mm	%			%			%			%			%
50.8 mm 2 in	0	0	100	0	0	100	0	0	100	0	0	100	
37.5 mm 1 1/2 in	0	0	100	0	0	100	0	0	100	0	0	100	
25.0 mm 1 in													0 - 0
19 mm 3/4 in	18.4	18.4	81.6	81.3	81.3	18.7	0	0	100	0	0	100	0 - 10
12.5 mm 1/2 in										47.8	47.8	52.2	-
9.5 mm 3/8 in	65.5	83.9	16.1	12.2	93.5	6.5	0	0	100	15.5	63.3	36.7	45 - 80
4.75 mm No.4	13.8	97.7	2.3	2.2	95.7	4.3	80.27	80.27	19.73	29	92.3	7.7	-
< 4.75 < No.4	2.3			4.3			17.63	97.9	2.1	6	98.3	1.7	90 - 100
		100			100		2.1	100		1.7	100	0	95 - 100
DENSIDAD [t/m3]	2.68			2.69			2.70			2.58			2.4 min
ABSORCIÓN [%]	0.57			0.51			1.00			1.87			3.0 máx
P.V. SECO Y SUELTO [kg/m3]	1477			1423			1475			1358			
P.V. SECO Y VARILLADO [kg/m3]	1621			1625			1623			1447			
TAMAÑO DE LA MALLA	ARENAS CALIZAS (1995)						ARENAS ANDESITA (1998)			ARENA DE RIO (1999)			LIMITES ASTM C33-97
	Arena Caliza sin Lavar			Arena Caliza lavada									Porcentaje retenido
mm	Porcentaje	Porcentaje	Porcentaje	Porcentaje	Porcentaje	Porcentaje	Porcentaje	Porcentaje	Porcentaje	Porcentaje	Porcentaje	Porcentaje	Porcentaje
mm	%			%			%			%			%
4.75 mm No.4	0	0	100	0	0	100	2.79	2.79	97.21	4.13	4.13	95.87	0 - 5
2.36 mm No.8	29.8	29.8	70.2	32.3	32.3	67.7	17.55	20.34	79.66	9.35	13.48	86.52	0 - 20
1.18 mm No.16	21.7	51.5	48.5	28.0	60.3	39.7	17.23	37.57	62.43	15.1	28.62	71.38	15 - 50
600 um No 30	16.2	67.7	32.3	17.3	77.6	22.4	15.17	52.74	47.26	20.32	48.94	51.06	40 - 75
300 um No.50	11.2	78.9	21.1	11.3	88.9	11.1	14.95	67.69	32.31	25.08	74.02	25.98	70 - 90
150 um No.100	8.4	87.3	12.7	6.3	95.2	4.8	12.63	80.32	19.68	15.67	89.69	10.31	90 - 93
< 150 um < No 100	12.7			4.8			19.73			10.15			
MODULO DE FINURA	3.15			3.54			2.61			2.59			2.30 < MF > 3.10
PESO ESPECÍFICO [t/m3]	2.6			2.65			2.38			2.46			2.4 min *
ABSORCIÓN [%]	2.19			1.08			3.80			4.76			5.0 min *
PÉRDIDA POR LAVADO [%]	14.5			2.57			16.22			5.51			7.0 máx *
P.V. SECO Y SUELTO [kg/m3]	1544			1511			1549			1511			
P.V. SECO Y VARILLADO [kg/m3]	1740			1636			1691			1638			

* Valores recomendados

‡ Para arenas trituradas, libres de arcilla

P.V.- Peso volumétrico

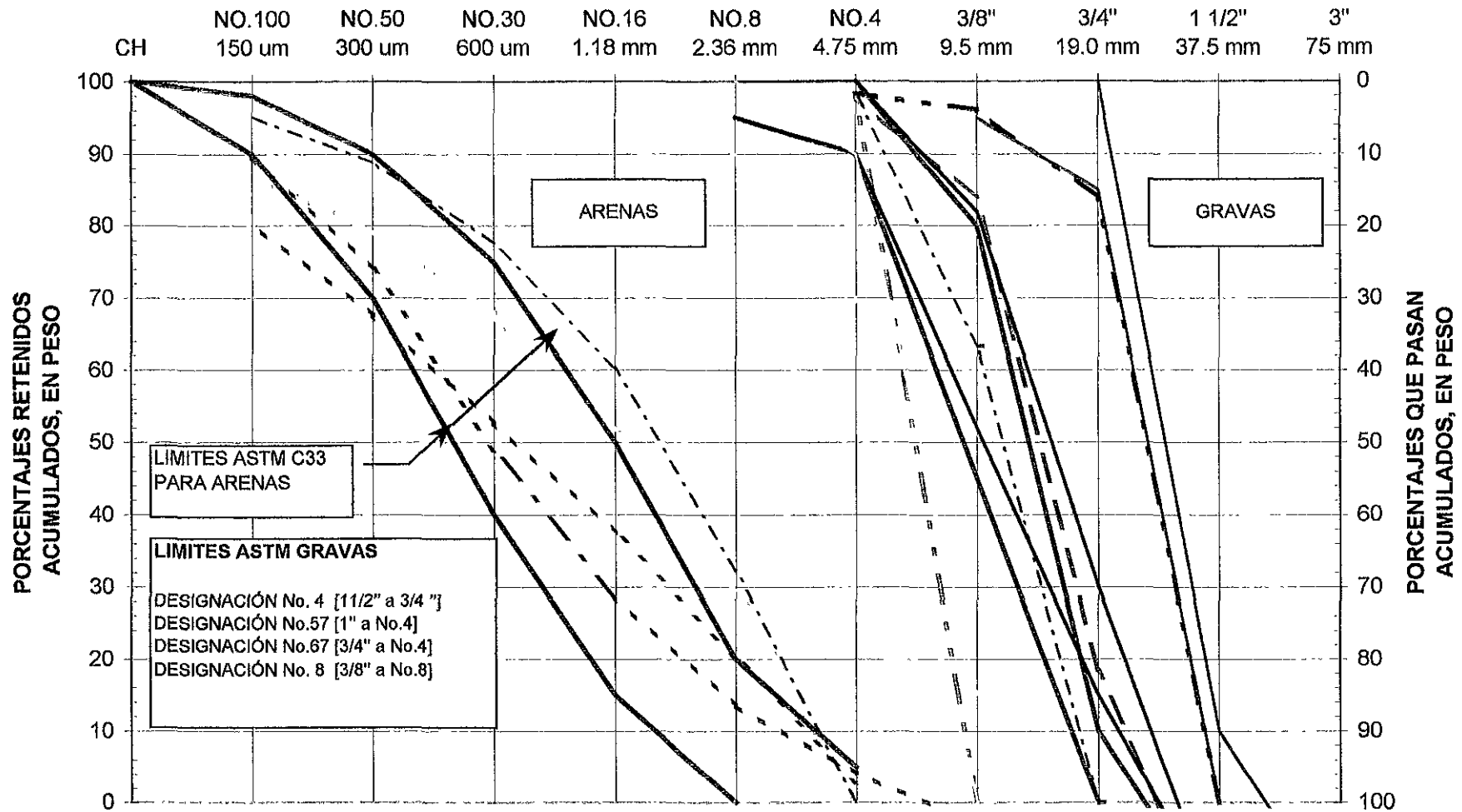
Las gravas y arenas calizas empleadas proceden de varios bancos (Puebla)

La arena andesita rosa procede de un banco de Huixquilucan

La grava de basalto proviene de un banco ubicado en la Delegación Ermita Ixtapalapa (D.F.).

FIG.1.4. CURVAS GRANULOMÉTRICAS DE AGREGADOS

DESIGNACION DE LAS MALLAS[PULGADAS Y MILIMETROS]



- GRAVA CALIZA [95-20 mm]
- GRAVA CALIZA [95-40 mm]
- GRAVA CALIZA [98]
- GRAVA BASALTO [99-00]
- ARENA CALIZA SIN LAVAR
- ARENA CALIZA LAVADA
- ARENA ANDESITA
- ARENA DE RIO
- LIMITES ARENA C-33
- LIMITES GRAVA D-67
- LIMITES GRAVA D-57
- LIMITES GRAVA D-4
- LIMITES GRAVA D-8

- El material más fino que pasa la malla 200 no debe ser mayor al 5% del total retenido, para el caso de concretos expuestos a abrasión. La arcilla, el sedimento y los finos no deben estar presentes en grandes cantidades, debido a que su finura y su mayor área superficial incrementan la cantidad de agua necesaria para humedecer la totalidad de las partículas de las mezclas.

I.D.2.1 AGREGADOS FINOS CALIZOS (LOTE A)

La granulometría de la arena caliza empleada en el lote A se muestra en la fig.1.2 donde se observa que es un material grueso (con 11.1% de partículas mayores a 4.75 mm, y cuando está lavada aumenta a 26.4%) y tiene un exceso de partículas muy finas (14.5% son partículas menores a la malla Núm. 200). Para el caso de materiales triturados es usual limitar el contenido de dichas partículas a 7% si el concreto fabricado con ésta arena no estará expuesto a abrasión y 5% si el concreto estará expuesto a abrasión. Para reducir el porcentaje de finos en la arena original, que contenía un porcentaje de finos mayor al máximo aceptable, se lavo la arena, obteniendo después del lavado 2.6% de finos. El lavado hizo que la arena fuera más gruesa (fig.1.2). Con el lavado se cumple el requisito de porcentaje de finos, sin embargo, es de preverse que las mezclas hechas con ellas presentarán problemas para obtener una buena trabajabilidad y cohesión, generando una tendencia a segregación de los materiales componentes y el sangrado de las mezclas.

Las propiedades de peso específico y absorción fueron distintas para la arena sin lavar y lavada. El peso específico fue de 2.60 y 2.65 t/m³ para la arena sin lavar y lavada respectivamente. El efecto del lavado en la absorción fue mayor, mientras que la arena sin lavar tiene 2.19%, la arena lavada tiene 1.08%.

El peso volumétrico tanto suelto como compacto de la arena lavada fue menor que los de la arena sin lavar. Los pesos volumétrico sueltos obtenidos fueron 1511 y 1544 kg/m³ para la arena lavada y sin lavar respectivamente, y la arena compactada tuvo 1636 y 1740 kg/m³ lavada y sin lavar respectivamente.

I.D.2.2. AGREGADOS FINOS DE ANDESITA (LOTE B)

En el agregado fino de andesita se realizó un proceso de lavado (3 veces) y cribado para eliminar partículas finas, contaminantes y sobretamaños; el lote B era proveniente de dos bancos de distinta procedencia, al material proveniente del primer banco se le corrigió la granulometría separando del material el 10% del retenido en la malla No. 8 y el 5% del material retenido en la malla No, 16, en el segundo material se separó el 15% del material retenido en la malla No. 8 y el 10% perteneciente a la malla No. 16. Con ambas correcciones el agregado fino se encuentra dentro de los límites recomendados por la norma ASTM C 33-97.

El procedimiento de lavado es antieconómico, por lo que aplicarlo en el plano industrial no es viable. En condiciones de laboratorio y para cumplir con las recomendaciones y generar un concreto óptimo si es perfectamente viable. El módulo de finura fue de 2.61, por lo que cumple la norma ASTM C33, Se obtuvo un peso específico de 2.378 t/m³ y una absorción del 3.80%. El peso volumétrico suelto y compacto fue de 1548.5 kg/m³ y el peso seco y varillado de 1691 kg/m³.

I.D.2.3. AGREGADOS FINOS DE RÍO (LOTE C)

La prueba de granulometría obtenida cumple con la norma ASTM C 33, su módulo de finura fue de 2.59, un peso específico de 2.46 t/m^3 y una absorción de 4.76%. Es la arena menos densa de las estudiadas y la que presenta mayor absorción, condición debida a su origen. Tiene un peso volumétrico seco y suelto de 1511.4 kg/m^3 y un peso volumétrico seco y compactado de 1637.7 kg/m^3 .

Adicionalmente se debe considerar que la arena proveniente de estuarios de ríos o de playas contiene sales, que pueden eliminarse con un lavado de agua fresca. En depósitos de arena que se encuentran en la marca alta del agua se presenta un alto contenido de sales (del 6 % de la masa de arena), lo que resulta peligroso en concretos reforzados porque propicia la corrosión del acero. Sin embargo, la arena marina lavada no presenta cantidades dañinas de sales. Además la sal origina un fenómeno más en el concreto, la sal absorbe la humedad del aire y causará desagradables depósitos blancos *efflorescentes* en la superficie del concreto. En el presente estudio empleamos arena de río que no contiene sales.

I.D.3. CARACTERIZACION DE GRAVAS

Se determinaron los pesos específicos y la absorción de los agregados gruesos mediante la norma ASTM C127-88 (ratificada en 1993), y para los agregados finos con la norma ASTM C 128-97.

I.D.3.1. AGREGADOS GRUESO CALIZOS (LOTE A)

Se realizaron pruebas a dos muestras de agregado grueso, una clasificada como agregado de 20 mm de tamaño máximo y la otra como de 40 mm (1 1/2"). Al analizar la granulometría de acuerdo a su clasificación se observa que el agregado de 20 mm resulta más grueso que el correspondiente a esa clasificación (tiene una contaminación de sobretamaños del 18.4% de partículas mayores a 20 mm) y que la curva granulométrica del agregado de 40 mm (1 1/2") está al límite inferior de la clasificación correspondiente. Una clasificación más adecuada para la primera muestra es considerar un tamaño máximo de agregado de 25 mm (1").

El peso específico del agregado grueso calizo fue de 2.68 y 2.69 kg/m^3 y la absorción fue de 0.57% y 0.51% para los agregados de 25 y 40 mm (1 y 1 1/2") de tamaño máximo respectivamente. Con estos resultados de peso específico y absorción se considera al material un agregado de peso normal, propio para fabricar concreto de cemento Portland. El peso volumétrico suelto del agregado grueso seco es de 1477 kg/m^3 y 1423 kg/m^3 para el agregado clasificado como de 25 y 40 mm (1 y 1 1/2") respectivamente. El peso compacto fue prácticamente el mismo para ambos tamaños máximos, resultando ser de 1623 kg/m^3 .

I.D.3.2. AGREGADOS GRUESOS CALIZOS (LOTE B)

Varios estudios han mostrando que para obtener altos valores en la resistencia a la compresión del concreto es conveniente utilizar tamaños máximos de agregados menores que los que normalmente se usan en concretos de resistencia normales, por lo anterior para el lote B se eligió un tamaño máximo de agregado grueso de origen calizo triturado de 9.5 mm (3/8"), lográndose una muy buena adherencia con el mortero. La grava caliza del lote B presento una densidad de 2.70 t/m^3 y una absorción del 1%, y un peso seco suelto y seco compactado de 1475 y 1623 kg/m^3 respectivamente.

I.D.3.3. AGREGADOS GRUESO BASALTO (LOTE C)

Para el caso de las gravas de basalto se empleó una grava con una granulometría entre 3/8-3/4", debido a que la granulometría original tenía un 82% de porcentaje retenido en la malla de 1". Se obtuvo una densidad de 2.575 t/m³ y una absorción de 1.87% (la más alta de las investigadas). La grava basalto debido a que tenía un tamaño máximo original considerablemente grande no tenía contaminación de arena. Los pesos seco y suelto y seco y compactado fueron 1357.5 y 1446.6 kg/m³ respectivamente.

I.E. CARACTERIZACIÓN DEL AGUA EMPLEADA

El agua empleada para la elaboración de todas las mezclas de concretos proviene del sistema de abastecimiento de Ciudad Universitaria. Aunque los tres lotes de concreto se fabricaron en diferentes años (1995, 1998, 1999 y 2000) la calidad del agua empleada se considera la misma.

Para cualquier concreto, independientemente de los materiales empleados, y de las condiciones de curado, la calidad del concreto endurecido está determinado por el consumo de agua en relación con el consumo de cemento (relación agua/cemento). Entre las ventajas de reducir el contenido de agua están las siguientes:

- Incremento de resistencia, tanto a la compresión como a tensión.
- Menor permeabilidad, por consiguiente mayor hermeticidad y menor absorción.
- Disminución de cambios volumétricos por humedad y secado.
- Reducción de tendencias por agrietamiento.
- Incremento de la resistencia al intemperismo.
- Mayor calidad del concreto - a condición de que se consolide adecuadamente.
- Al disminuir el contenido de agua se obtienen mezclas más rígidas.⁸

La calidad del agua desempeña también una función: las impurezas que tenga pueden interferir con el fraguado del cemento y consecuentemente afectar la resistencia del concreto o producir manchas en su superficie o causar corrosión en el acero de refuerzo, por ello es importante utilizar un agua adecuada o idónea para la mezcla. Muchas especificaciones refieren que el agua debe ser potable. El agua que contiene ingredientes nocivos como sedimentos, aceites, contaminación, azúcar o químicos afecta negativamente la resistencia y las propiedades de fraguado del cemento, así mismo puede afectar la afinidad entre agregados y pasta de cemento y afectar en forma adversa la manejabilidad de la mezcla. Adicionalmente de la influencia de cada material componente se debe considerar las condiciones de colado o fabricación del concreto, como pueden ser temperatura y humedad en el momento de colarse.

I.F. AIRE INCLUIDO

Al evaporarse gradualmente el exceso de agua de la mezcla se producen poros en el concreto endurecido, hecho que puede ser benéfico en las características del concreto si la distribución de poros es uniforme. Con el empleo de inclusores de aire se logra una distribución de poros uniforme, mediante la introducción de artificial de burbujas de aire finamente divididas y distribuidas uniformemente por todo el producto.

⁸ *Crf. Diseño y Control de Mezclas de Concreto. PCA. Kosmatka y Panarese.*

Con la inclusión de aire se logran las siguientes características:

- Aumento de manejabilidad.
- Disminución de densidad.
- Incremento en la durabilidad.
- Reducción de afloramiento y segregación.
- Reducción del contenido de arena requerido.

Una inclusión de aire en exceso, del orden del 5 al 6% de la mezcla total disminuye la resistencia del concreto.

CAPÍTULO II. DISEÑO DE MEZCLAS DE CONCRETO:

CRITERIOS DE DOSIFICACIÓN

"El objetivo del diseñador siempre será el de tener mezclas de concreto de resistencia óptima a un contenido de cemento mínimo y aceptable manejabilidad."
(Naww, 1988)⁹

La dosificación o selección de las proporciones de los materiales componentes del concreto es muy importante en la elaboración de un buen concreto. Tanto las propiedades del concreto fresco (consistencia, manejabilidad y tiempo de fraguado), como las del concreto endurecido (resistencia a la compresión, resistencia a la tensión, flujo plástico, contracción y durabilidad), se pueden controlar seleccionando detallada y cuidadosamente las características y proporciones de los componentes primarios del concreto, es decir, del cementante, agregado y agua. Por tal motivo, es muy importante conocer las características de los materiales que intervienen en la fabricación del concreto. Gran parte del avance de la tecnología del concreto se debe al cada vez mayor conocimiento de los materiales empleados en la fabricación de concretos.

El objetivo de cualquier método de proporcionamiento de mezclas es determinar una combinación apropiada y económica de los materiales componentes del concreto para producir un primer lote de prueba que será modificada para encontrar la proporción de mezcla que se aproxime al balance entre las diversas propiedades deseadas del concreto y al menor costo posible.

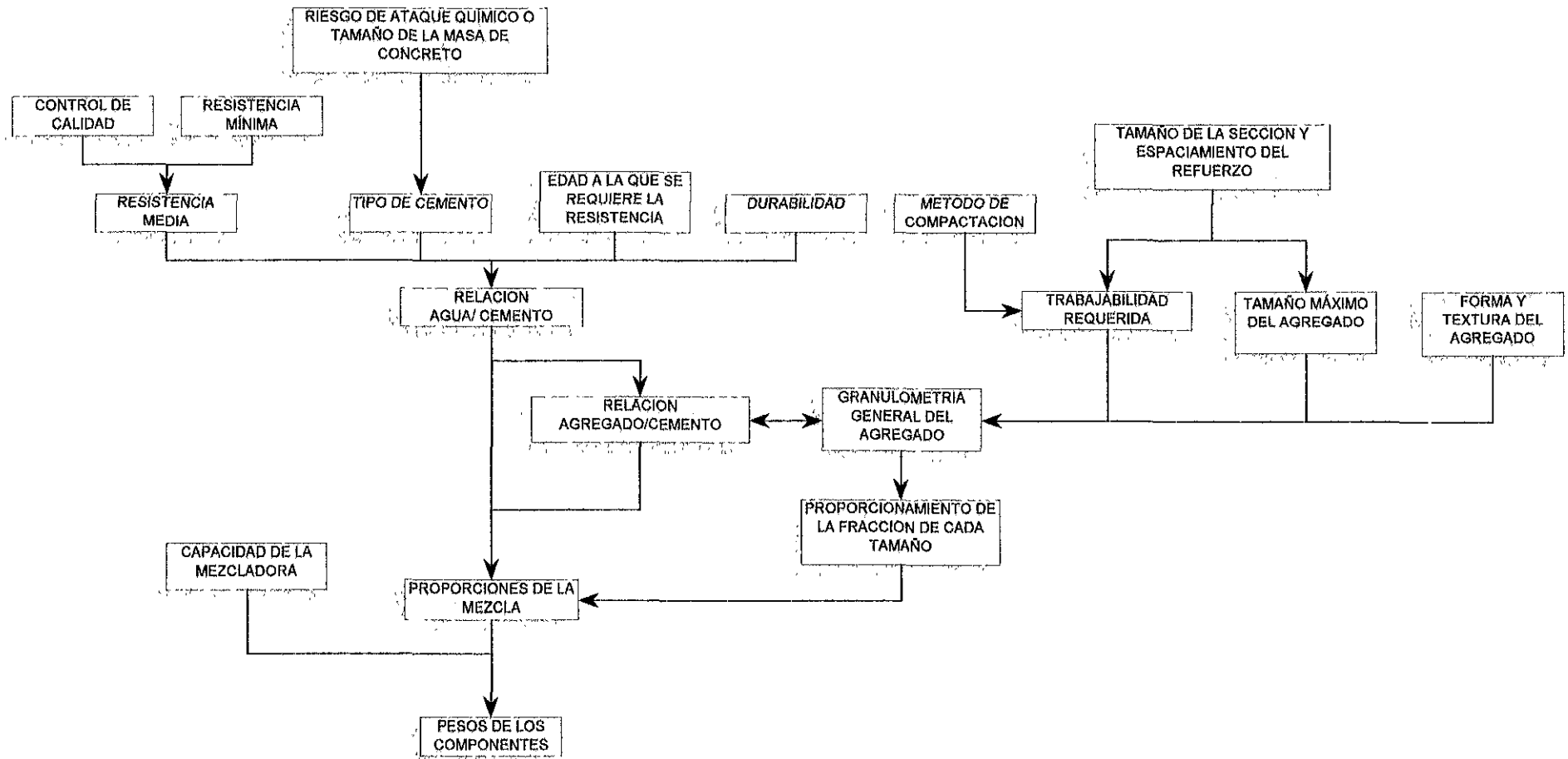
El concreto está convirtiéndose en un material cada vez más complejo, no es simplemente una mezcla de cemento, agua y agregados, debido al uso de otros materiales cementantes y aditivos como humo de sílice, superplastificantes, etc. los cuales cambian las propiedades del concreto fresco y endurecido. Lo anterior tiene como consecuencia que cada vez es más difícil predecir las propiedades teóricas del concreto, a pesar del hecho de que el empleo de computadoras facilita los cálculos complejos.

La dosificación de concreto implica un equilibrio entre economía razonable y satisfacer los requisitos específicos de colado, durabilidad, resistencia, densidad e incluso apariencia. Las características requeridas por el concreto las dicta el uso o empleo que se le va a dar al mismo y por las condiciones de colado que tendrá.

La teoría de la relación agua/cemento, elemento primordial para dosificar concreto, enuncia que para una combinación de materiales (en tanto se tenga una consistencia manejable), la resistencia del concreto a determinada edad depende de la relación del peso del agua de la mezcla al peso de cemento. Mientras la resistencia depende de la relación agua/cemento, la economía depende del porcentaje de agregado presente en la mezcla, el cual dará una mezcla manejable. Entre más baja sea la relación agua cemento, mayor resistencia tendrá el concreto. La fig. 2.1 indica los puntos a considerar para un correcto proporcionamiento de los materiales, en dicho esquema se sintetiza brevemente todos los factores básicos que influyen en la dosificación, tanto los de resistencia, tipo y calidad de los materiales empleados, condiciones de colado y de servicio del concreto.

⁹ Concreto Reforzado, un enfoque básico. Edward G. Navy, p.27.1988.

FIG.2.1. FACTORES BÁSICOS EN EL PROCESO DE DISEÑO DE UNA MEZCLA



Los dos métodos más aceptados para el proporcionamiento de la mezclas son los de la práctica recomendada para la selección de proporciones para concreto de peso normal y pesado y la práctica recomendada para la selección de proporciones para concreto ligero estructural del *American Concrete Institute* (ACI).

Con el fin de asegurar una dosificación satisfactoria es conveniente verificar la dosificación obtenida con cualquier criterio con lotes de prueba, ya sea en laboratorio o en la obra, y hacer los ajustes, si es necesario, para producir las características deseadas.

La dosificación de concreto debe realizarse con datos obtenidos en pruebas o con la experiencia de los materiales empleados. Es conveniente tener las características de los materiales a usar, entre ellas:

- Granulometría de agregados finos y gruesos.
- Absorción y peso específico de los agregados a granel.
- Peso unitario de agregados gruesos.
- Requisitos de agua de mezclado para el concreto.
- Correspondencia entre resistencia y la relación agua/cemento o la relación agua/materiales cementantes, para combinaciones disponibles de cementos, otros materiales cementantes si se consideran y agregados.
- Peso específico del cemento Portland u otros materiales cementantes si se emplean.
- Combinación óptima de agregados gruesos (graduaciones máximas de densidad para concreto masivo).

Para dosificar concreto existen varios métodos, prácticamente cada país desarrollado tiene un método reglamentado por sus respectivas instituciones o normas nacionales, aquí analizó y comparó tres métodos para dosificar mezclas de concreto, el primero es el *Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete* (ACI 211.1-91) del *American Concrete Institute*, el segundo es la *Práctica para Dosificar Concreto Normal, Concreto Pesado y Concreto Masivo* del *Instituto Mexicano del Cemento y el Concreto A.C.*, y el tercero del *Instituto de Ingeniería, UNAM*, se eligieron dichos métodos por ser los más empleados en la ingeniería mexicana. Es oportuno señalar que el análisis sólo se realiza para concretos de peso normal.

A continuación se describen las especificaciones o pasos a seguir sólo una vez, debido a que los tres procedimientos aquí descritos siguen la misma secuencia de especificaciones o pasos, sólo encontrando ligeras diferencias en valores sugeridos en las tablas de cada criterio.

II.A. CRITERIO ACI 211.1-91. PRÁCTICA ESTÁNDAR PARA SELECCIONAR PROPORCIONES PARA CONCRETOS NORMALES, PESADOS Y MASIVOS

Esta práctica estándar describe métodos para seleccionar proporciones para concretos de cemento hidráulico hechos con y sin otros materiales cementantes e ingredientes químicos con una trabajabilidad conveniente para construcción usual en la obra. Incluye una descripción de los métodos usados para seleccionar proporciones para concretos masivos e indica también las siguientes consideraciones:

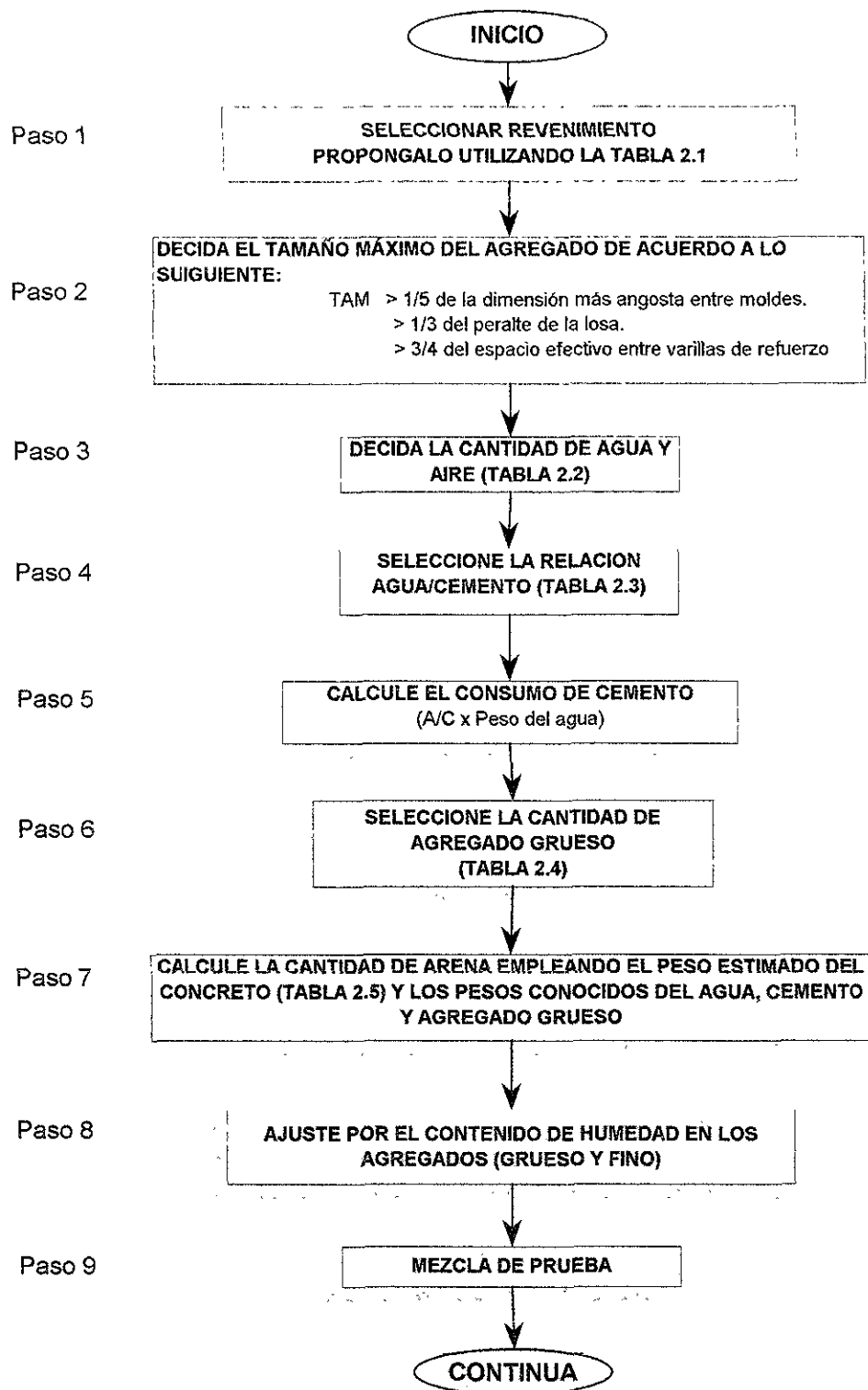
- La selección de proporciones de concreto envuelve un balance entre economía y requerimientos para colocación, resistencia, durabilidad, densidad y apariencia.
- Las características están gobernadas por el uso de aquellas a las que el concreto estará sometido y por las condiciones esperadas para ser contadas en el tiempo de la colocación. Estas características deben ser enlistadas en las especificaciones de trabajo.

- La habilidad de adaptar las propiedades del concreto a las necesidades de trabajo refleja desarrollo tecnológico, que han tomado lugar desde principios del siglo XX.
- Las proporciones calculadas por cualquier método deben ser siempre consideradas sujeto de revisión, basada en experimentos con lotes de prueba. Dependiendo de las circunstancias los ingredientes de prueba deben ser preparadas en laboratorio o a lo mejor, preferentemente, en lotes de campo completos. El último procedimiento, cuando sea factible, evita dificultades posibles de asumir que los datos de lotes pequeños mezclados en un ambiente de laboratorio predican el desempeño bajo condiciones de campo. Cuando se usen agregados máximos mayores a 5 cm (2"). Los lotes de prueba del laboratorio deben ser verificados y ajustados en el campo usando mezclas de tamaño y forma para ser usadas durante la construcción.
- Frecuentemente, las proporciones de concretos existentes que contienen ingredientes químicos y/u otros materiales cementantes hidráulicos son proporcionadas nuevamente para incluir éstos materiales. El desempeño del nuevo proporcionamiento también debe ser verificado con lotes de prueba en el laboratorio o en el campo.
- Las proporciones de concreto deben seleccionarse para proveer las propiedades necesarias, tales como: trabajabilidad, consistencia, resistencia, relación agua/cemento, durabilidad, densidad y generación de calor(concreto masivo).
- Hasta el alcance de lo posible, la selección de las proporciones de concreto debe basarse en datos de pruebas u obtenidos por experiencia con los materiales realmente por usar.
- El procedimiento para seleccionar proporciones de mezcla dado en esta sección es aplicable a concreto de peso normal, aunque los mismos datos básicos pueden ser usados en el proporcionamiento para concretos pesados y masivos.
- La estimación de los pesos de los lotes requeridos para el concreto envuelve una secuencia de pasos lógicos y sencillos, en efecto, ajusta las características de los materiales disponibles dentro de una mezcla disponible para el trabajo. La cuestión de conveniencia usualmente no se deja a la selección individual de proporciones.
- Las especificaciones de trabajo tal vez dicten algunas o todas de las siguientes:
 - a) Relación agua/cemento *máxima* o agua/cementantes *máxima*.
 - b) Contenido de cemento mínimo.
 - c) Aire contenido.
 - d) Revenimiento.
 - e) Tamaño máximo del agregado.
 - f) Resistencia.
 - g) Otros requerimientos relacionados con resistencia de sobrediseño, ingredientes, tipos especiales de cemento, u otros materiales cementantes o agregados.

III.A.1. PROCEDIMIENTO:

Indiferentemente de si las características del concreto son prescritas por las especificaciones o son dejadas a la selección individual de las proporciones, ésta práctica señala que el establecimiento de los pesos del lote por m³, deben ser ejecutados en la secuencia de pasos siguiente. El diagrama 2.2. indica la secuencia de pasos del método ACI-211 e IMCYC.

**FIG.2.2. DISEÑO DE MEZCLA DE CONCRETO DE PESO NORMAL
(ACI 211.1-91)**



Paso 1. Selección de revenimiento.

Si el revenimiento no es especificado, un valor apropiado para el trabajo puede ser seleccionado de la tabla 2.1. Los rangos de revenimiento muestran aplicación cuando la vibración es usada para consolidar el concreto. De preferencia se deben usar aquellas mezclas con las consistencias más rígidas pero que permitan una colocación eficiente.

TABLA 2.1. REVENIMIENTOS RECOMENDADOS PARA DIVERSOS TIPOS DE CONSTRUCCIÓN				
TIPOS DE CONSTRUCCIÓN	ACI - 211		IMCYC	
	Revenimiento [mm]		Revenimiento [mm]	
	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo
Muros de cimentación y zapatas reforzadas.	75	25	80	20
Zapatas, campanas y muros de subestructura sencillos.	75	25	80	20
Vigas y muros reforzados.	100	25	100	20
Columnas para edificios.	100	25	100	20
Pavimentos y losas.	75	25	80	20
Concreto masivo	75	25	50	20

Pueden incrementarse en 2.5 mm para métodos de compactación que no sean mediante vibración.
 Fuentes: *Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight and Mass Concrete*(ACI 211.1-91, y *Práctica para dosificar concreto normal, concreto pesado y concreto masivo*(IMCYC)

Paso 2. Selección del tamaño máximo de agregado.

Los tamaños máximos nominales grandes de agregados bien graduados tienen menos vacíos que los tamaños menores. por lo tanto los agregados con tamaño más grande requieren menos mortero por unidad de volumen de concreto. Generalmente, el tamaño nominal del agregado debe ser el más grande que esté disponible económicamente y consistente con las dimensiones de la estructura. En ningún evento debe exceder el tamaño máximo nominal un quinto de la dimensión más estrecha entre los lados de la forma, o un tercio de la profundidad de la losa, tampoco 3/4 del mínimo espacio del claro entre las varillas de refuerzo,. Estas limitaciones son a veces ignoradas si la trabajabilidad y los métodos de consolidación son tales, que el concreto puede ser colocado sin huecos o vacíos. En áreas congestionadas con acero de refuerzo, ductos o conductos postensionados, el diseñador de la mezcla debe seleccionar un tamaño máximo nominal del agregado para que el concreto pueda ser colocado sin segregación excesiva, huecos o vacíos. Cuando se desea concretos de alta resistencia, se pueden obtener mejores resultados con la reducción de los tamaños máximos nominales de agregados porque estos producen resistencias más altas a una relación agua/cemento dada.

Paso 3. Estimación del contenido de agua y aire contenido.

La cantidad de agua por unidad de volumen del concreto que se requiere para producir un revenimiento dado, depende de:

- a) El tamaño máximo nominal
- b) Forma de la partícula.
- c) Graduación de los agregados.
- d) Temperatura del concreto.
- e) Cantidad de aire incluido.
- f) Uso de ingredientes químicos.

El revenimiento no es afectado significativamente por la cantidad de cemento o materiales cementantes dentro de los niveles de uso normal. Las tablas 2.2.A. y 2.2.B proveen de estimaciones del agua de mezclado requerida para concretos elaborados con varios tamaños máximos de agregados, con y sin aire incluido. Dependiendo de la forma y textura del agregado el agua de mezclado requerida tal vez esté arriba o por debajo de los valores tabulados, pero ellos son suficientemente próximos para una primera estimación. Las diferencias en las demandas de agua no son necesariamente reflejadas en la resistencia, debido a que otros factores compensadores pueden estar envueltos. Si se tiene un agregado grueso redondeado y uno angular, ambos bien y similarmente graduados y de buena calidad, puede esperarse que produzcan concretos aproximadamente de la misma resistencia para el mismo factor de cemento, a pesar de las diferencias en las relaciones agua/cemento o agua/cementantes producto de los distintos requerimientos del agua de mezclado. La forma de la partícula no necesariamente es un indicador de que el agregado estará arriba o debajo de su capacidad para producir resistencia.

TABLA 2.2.A CANTIDADES APROXIMADAS DE AGUA DE MEZCLADO PARA DISTINTOS REVENIMIENTOS Y TAMAÑOS MÁXIMOS DE AGREGADOS. ACI								
Contenido de agua, [Kg/m ³] para diferentes revenimientos y TAM.	TAMAÑOS MÁXIMOS DE AGREGADO [mm]							
	9.5 *	12.5 *	19 *	25 *	37.5 *	50 §*	75 § ¶	150 § ¶
<i>Concreto sin aire incluido</i>								
De 25 a 50	207	199	190	179	166	154	130	113
De 75 a 100	228	216	205	193	181	169	145	124
De 150 a 175	243	228	216	202	190	178	160	—
Cantidad aproximada de aire atrapado en concreto sin inclusión de aire [%]	3	2.5	2	1.5	1	0.5	0.3	0.2
<i>Concreto con aire incluido</i>								
De 25 a 50	181	175	168	160	150	142	122	107
De 75 a 100	202	193	184	175	165	157	133	119
De 150 a 175	216	205	197	184	174	166	154	-----
Promedio recomendado** del contenido de aire total (porcentaje de acuerdo al nivel de exposición)								
Exposición ligera	4.5	4.0	3.5	3.0	2.5	2.0	1.5****	1.0****
Exposición moderada	6.0	5.5	5.0	4.5	4.5	4.0	3.5****	3.0****
Exposición severa	7.5	7.0	6.0	6.0	5.5	5.0	4.5****	4.0****

Fuente: Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight and Mass Concrete(ACI 211.1-91).

- Las cantidades de agua dadas para concretos con aire incluidos están basadas en los requerimientos de contenidos de aire como se muestra para "exposición moderada" en la tabla de arriba. Estas cantidades de agua son para usarse en el cálculo del contenido de cemento para lotes de prueba entre 20 y 25°C. Son las máximas para agregados graduados razonablemente bien formados angularmente dentro de los límites de especificaciones aceptadas. Los agregados gruesos redondeados generalmente requerirán 18 kg. menos agua para concretos sin aire incluido y 15 kg. menos para concretos con aire incluido. El uso de aditivos químicos reductores de agua tal vez reduzcan también el agua de mezclado en un 5% o más. El volumen de los ingredientes líquidos es incluido como parte del volumen total del agua de mezcla.

§ Los valores de revenimiento para concreto con agregado mayor de 40 mm están basados en pruebas de revenimiento después de la remoción de las partículas mayores de 40 mm, mediante tamizado húmedo.

¶ Estas cantidades de agua de mezclado se emplean para calcular factores de cemento de mezclas de prueba, cuando se utilizan agregados de tamaño máximo nominal de 75 a 150 mm (ACI) y 70 a 150 mm (IMCYC). Son promedios para agregados gruesos razonablemente bien formados y con buena granulometría de grueso a fino.

** En varios documentos del ACI aparecen recomendaciones adicionales respecto al contenido del aire y a las tolerancias necesarias de contenido de aire para control en el campo. Entre estos documentos están: ACI 201, 301,302,318,345. La norma ASTM C94 para concretos premezclados también proporciona límites de contenido de aire. Los requerimientos que aparecen en otros documentos no siempre pueden concordar exactamente, por lo que al proporcionar concreto debe prestarse atención a la selección de un contenido de aire que ajuste a las necesidades de la obra, así como a las especificaciones aplicables.

*** Para concretos que contienen agregados grandes que serán tamizados en húmedo a través de una malla de 1 1/2" (38 mm) antes de someterlos a la prueba de contenido de aire, el puntaje de aire esperado en el material de tamaño inferior a 40 mm debe ser tabulado en la columna de 40 mm. Sin embargo, los cálculos iniciales de proporción deben incluir el contenido de aire como un porcentaje total.

▫ Cuando se emplea agregado grande en concretos con bajo factor de cemento, la inclusión de aire no debe ir en detrimento de la resistencia. En el mayor de los casos el requerimiento de agua reduce lo suficiente para mejorar la relación agua/cemento y, de esta manera, compensar el efecto reductor de resistencia del concreto con inclusión de aire. Sin embargo, para dichos tamaños máximos grandes de agregado los contenidos de aire recomendados en caso de exposición severa deben tomarse en consideración aunque pueda haber poca o ninguna exposición a la humedad o al congelamiento.

Ç Estos valores están basados en el criterio que es necesario un 9 % de aire en la fase de mortero del concreto. Si el volumen del mortero va a ser sustancialmente diferente al determinado en ésta práctica, puede ser conveniente calcular el contenido de aire necesario tomando un 9 % del volumen del concreto.

TABLA 2.2.B CANTIDADES APROXIMADAS DE AGUA DE MEZCLADO PARA DISTINTOS REVENIMIENTOS Y TAMAÑOS MÁXIMOS DE AGREGADOS. IMCYC								
Contenido de agua, [Kg/m ³] para diferentes revenimientos y TAM.	TAMAÑOS MÁXIMOS DE AGREGADO [mm]							
	10 *	12.5 *	20 *	25 *	40 *	50 §*	70 §†	150 §†
<i>Concreto sin aire incluido</i>								
De 30 a 50	205	200	185	180	160	155	145	125
De 80 a 100	225	215	200	195	175	170	160	140
De 150 a 180	240	230	210	205	185	180	170	—
Cantidad aproximada de aire atrapado en concreto sin inclusión de aire [%]	3	2.5	2	1.5	1	0.5	0.3	0.2
<i>Concreto con aire incluido</i>								
De 30 a 50	180	175	165	160	145	140	135	120
De 80 a 100	200	190	180	175	160	155	150	135
De 150 a 180	215	205	190	185	170	165	160	—
Promedio recomendado** del contenido de aire total (porcentaje de acuerdo al nivel de exposición)								
Exposición ligera	4.5	4.0	3.5	3.0	2.5	2.0	1.5***▫	1.0***▫
Exposición moderada	6.0	5.5	5.0	4.5	4.5	4.0	.03***▫	3.0***▫
Exposición severa	7.5	7.0	6.0	6.0	5.5	5.0	4.5***▫	4.0***▫

Fuente: Práctica para dosificar concreto normal, concreto pesado y concreto masivo(IMCYC)

Las tablas 2.2.A y B indican también la cantidad aproximada de aire incluido a ser esperado en concretos con aire no incluido en la parte superior, y muestra el promedio recomendado de aire incluido para concretos con aire incluido en la parte inferior. Si se necesita o desea aire incluido, tres niveles de contenido de aire están dados para cada tipo de agregado dependiendo del propósito del aire incluido y la severidad de la exposición si el aire incluido es necesitado para durabilidad.

- **Exposición suave:** cuando el aire incluido se desea para otro beneficio que la durabilidad, como mejorar la manejabilidad o cohesión o en factores de cemento bajos para mejorar resistencia.

- **Exposición moderada:** servicio en climas donde se espera congelamiento, pero que el concreto no estará expuesto constantemente a humedad o agua por largos períodos antes del congelamiento y no estará expuesto a agentes descongelantes u otros químicos agresivos. Por ejemplo: vigas exteriores, columnas, muros, trabes, o losas que no están en contacto con suelos húmedos.
- **Exposición severa:** concreto expuesto a químicos, descongelantes u otros agentes agresivos o donde el concreto pueda llegar a estar altamente saturado por el contacto continuo con humedad o agua antes del congelamiento. Por ejemplo: pavimentos, cubiertas de puentes, bandas protectoras, canales, aceras y tanques de agua exteriores.

El aire incluido debe ser el máximo permitido y el concreto debe ser desafiado al más alto revenimiento, lo que evitará desarrollar una estimación optimista de resistencia en el supuesto de que las condiciones promedio prevalezcan en el campo en lugar de las condiciones extremas.

Paso 4. Selección de la relación agua/cemento o agua/cementantes.

La relación agua/cemento o agua/cementantes no sólo es requerida por la resistencia, también puede serlo por otros factores como la durabilidad y predicción de resistencia. Distintos agregados, cementos, y materiales cementantes generalmente producen diferentes resistencias a la misma relación agua/cemento o agua/cementantes.¹⁰ Es altamente deseable tener o desarrollar la correspondencia entre la resistencia a compresión y la relación agua/cemento o agua/cementantes para los materiales realmente usados. En la ausencia de tales datos, valores aproximados y relativamente conservadores pueden ser obtenidos de la tabla 2.3. Con materiales típicos la tabulación de la relación agua/cemento o agua/cementantes debe producir las resistencias mostradas, basadas en pruebas a especímenes de prueba de 28 días, curados bajo condiciones estándar de laboratorio. La resistencia promedio seleccionada debe exceder la resistencia específica por un margen suficiente para conservar el margen de pruebas bajas dentro de los límites especificados..

TABLA 2.3. CORRELACIÓN ENTRE LA RELACION AGUA/CEMENTO Y LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO.

ACI				IMCYC			
Resistencia la compresión 28 días		Relación agua/cemento ACI		Resistencia la compresión 28 días		Relación agua/cemento IMCYC	
[kg/cm ²]	[Mpa]	Concreto sin aire incluido	Concreto con aire incluido	[kg/cm ²]	[Mpa]	Concreto sin aire incluido	Concreto con aire incluido
408	40	0.42	-	450	44.0	0.38	-
357	35	0.47	0.39	400	39.2	0.43	-
306	30	0.54	0.45	350	34.3	0.48	0.40
255	25	0.61	0.52	300	29.5	0.55	0.46
204	20	0.69	0.60	250	24.5	0.62	0.53
153	15	0.49	0.70	200	19.6	0.70	0.61
				150	14.7	0.80	0.71

Fuentes: *Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight and Mass Concrete (ACI 211.1-91)* y *Práctica para dosificar concreto normal, concreto pesado y concreto masivo (IMCYC)*

¹⁰ Cuando se emplean materiales cementantes en la elaboración de concreto tales como puzolanas naturales, ceniza volante, escoria de alto horno y humo de sílice, se debe emplear una relación agua/cemento más otros materiales cementantes en lugar de la tradicional relación agua/cemento por peso

Los valores son resistencias promedio estimadas para concreto que no contienen más del 2% de aire para concretos sin aire incluido y 6% para concreto con aire incluido. Para una relación agua/cemento constante se reduce la resistencia del concreto conforme se incrementa el contenido de aire.

La resistencia está basada en cilindros de 15 X 30 cm, de curado húmedo a los 28 días, a 23 ±1.7 °C, de acuerdo con la sección 9 (b) de la norma ASTM C 31, que indica como hacer especímenes para pruebas de compresión y flexión de concreto en el campo, la relación presupone un tamaño máximo de agregado de 20 a 30 mm, para un dado banco, la resistencia producida por una relación agua/cemento dada se incrementará conforme se reduce el tamaño máximo.

La tabla 2.4. provee de algunos valores de la relación agua/cemento máxima permisible para concretos en exposiciones severas.

TABLA 2.4. RELACIONES AGUA/CEMENTO MAXIMAS PERMISIBLES PARA CONCRETO SUJETO A EXPOSICIONES SEVERAS * ACI E IMCYC		
Tipo de Estructura	Estructura continua o frecuentemente mojada y expuesta a congelación y deshielo §	Estructura expuesta al agua de mar o a sulfatos α
Secciones esbeltas (barandales, guarniciones, umbrales, ménsulas, trabajos ornamentales) y secciones con menos de 3 cm de recubrimiento sobre el acero de refuerzo	0.45	0.40
Todas las demás estructuras	0.50	0.45

Fuentes: Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight and Mass Concrete (ACI 211.1-91) y Práctica para dosificar concreto normal, concreto pesado y concreto masivo (IMCYC)

* Basadas en el informe del Comité ACIM 201, "Durability of Concrete in Service".

§ El concreto también debe tener aire incluido.

α Si se emplea cemento resistente a sulfatos (Tipos II o V de la norma ASTM C 150), la relación agua/cemento permisible se incrementará en 0.05.

Paso 5. Cálculo del contenido de cemento.

La cantidad de cemento por unidad de volumen del concreto está determinada por las consideraciones hechas en los pasos 3 y 4. El cemento requerido es igual al contenido de agua de mezclado dividida entre la relación agua/cemento. Sin embargo, si la especificación incluye un límite mínimo aparte en cemento, además de los requerimientos de resistencia y durabilidad, la mezcla debe ser basada en cualquier criterio que indique la cantidad mayor de cemento. El uso de ingredientes puzolánicos o químicos afectan las propiedades del concreto, tanto en estado fresco como endurecido.

Paso 6. Estimación del contenido de agregado grueso.

Los agregados con prácticamente igual tamaño máximo nominal y granulometría producirán concreto de trabajabilidad satisfactoria cuando un volumen dado de agregados gruesos, en una base de secado al horno, es usada por unidad de volumen de concreto. Los valores apropiados para éste volumen de agregados están dados en la tabla 2.5 donde se puede ver que para igual trabajabilidad, el volumen de agregado grueso en un volumen unitario de concreto es función de solamente su tamaño máximo nominal y de su módulo de finura. Las diferencias en la cantidad de mortero requerido con distintos agregados, debidas a las diferencias entre la forma de las partículas y su graduación están compensadas automáticamente por las diferencias en el contenido vacío del secado al horno.

TABLA 2.5 VOLUMEN DE AGREGADO GRUESO POR VOLUMEN UNITARIO DE CONCRETO PARA DISTINTOS MODULOS DE FINURA.

Tamaño máximo del agregado [mm]	ACI				Tamaño máximo del agregado [mm]	IMCYC			
	Módulo de finura de la arena					Módulo de finura de la arena			
	2.40	2.60	2.80	3.00		2.40	2.60	2.80	3.00
9.5	0.50	0.48	0.46	0.44	10	0.50	0.48	0.46	0.44
12.5	0.59	0.57	0.55	0.53	12.5	0.59	0.57	0.55	0.53
19	0.66	0.64	0.62	0.60	20	0.66	0.64	0.62	0.60
25	0.71	0.69	0.67	0.65	25	0.71	0.69	0.67	0.65
37.5	0.75	0.73	0.71	0.69	40	0.76	0.74	0.72	0.70
50	0.78	0.76	0.74	0.72	50	0.78	0.76	0.74	0.72
75	0.82	0.80	0.78	0.76	70	0.81	0.79	0.77	0.75
150	0.87	0.85	0.83	0.81	150	0.87	0.85	0.83	0.81

Fuentes: Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight and Mass Concrete (ACI 211.1-91, y Práctica para dosificar concreto normal, concreto pesado y concreto masivo (IMCYC))

Los volúmenes están basados en agregados en condiciones de varillado seco (norma ASTM C 29). Los Volúmenes se seleccionaron a partir de relaciones empíricas para producir concreto con trabajabilidad adecuada para la construcción reforzada común. Para concretos menos trabajables como los requeridos para pavimentos de concretos pueden incrementarse en un 10% aproximadamente. Para concretos más trabajables, como los requeridos para concreto bombeado se pueden reducir hasta en un 10%.

El módulo de finura de la arena es la suma de las relaciones (acumulativas) retenidas en mallas cuadradas de 0.49, 0.297, 0.595, 1.19, 2.38 y 4.76 mm. La norma ASTM C 136 señala el método para calcular el módulo de finura.

Paso 7. Estimación del contenido de agregado fino

Todos los ingredientes del concreto han sido estimados hasta ahora excepto el agregado fino, su cuantificación es determinada por diferencia. Cualquiera de los dos procedimientos puede ocuparse: el método de peso o el método del volumen absoluto.

a) Método del peso

Si el peso del concreto por unidad de volumen es asumido o puede asumirse por experiencia, el peso requerido de agregado fino es simplemente la diferencia entre el peso del concreto fresco y el peso total de los demás ingredientes. Frecuentemente el peso unitario del concreto es conocido con una aproximación razonable de experiencia previas con materiales. En la ausencia de dicha información, la tabla 2.6 puede usarse para realizar una primera estimación. Aún si la estimación del peso del concreto es vaga, la proporción de la mezcla debe ser suficientemente aproximada para permitir un ajuste sencillo en la base de las mezclas de prueba.

Si se desea un cálculo teórico exacto del peso del concreto fresco, la siguiente fórmula puede usarse:

$$U = 10.0G_a(100 - A) + C_U(1 - G_a/G_c) - W_M(G_a - 1) \quad [2.1]$$

donde U = Peso del concreto fresco en kg/m^3 .

G_a = Promedio pesado del peso específico de la combinación de agregado fino y grueso, a granel SSS¹¹

G_c = Peso específico del cemento (generalmente 3.15).

A = Porcentaje del contenido del aire.

W_M = Requerimiento de agua de mezclado [kg/m^3]

C_U = Requerimiento de cemento [kg/m^3]

TABLA 2.6. PRIMERA ESTIMACIÓN DEL PESO UNITARIO DE CONCRETO FRESCO*.

ACI			IMCYC		
Tamaño máximo nominal del agregado [mm]	Primera estimación del peso unitario del concreto [Kg/m^3]		Tamaño máximo nominal del agregado [mm]	Primera estimación del peso unitario del concreto [Kg/m^3]	
	Concreto sin aire incluido	Concreto con aire incluido		Concreto sin aire incluido	Concreto con aire incluido
9.5	2280	2200	10	2285	2190
12.5	2310	2230	12.5	2315	2235
19	2345	2275	20	2355	2280
25	2380	2290	25	2375	2315
37.5	2410	2350	40	2420	2355
50	2445	2345	50	2445	2375
75	2490	2405	70	2465	2400
150	2530	2435	150	2505	2435

Fuentes: Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight and Mass Concrete (ACI 211.1-91) y Práctica para dosificar concreto normal, concreto pesado y concreto masivo (IMCYC)

Valores calculados por la ecuación 2.1 para concretos con riqueza media (330 kg de cemento por m^3) y revenimiento medio con peso específico de agregado de 2.7. Requerimientos de agua basados en valores para 75 a 100 mm de revenimiento en la tabla 2.2.a. Si se desea la estimación del peso unitario puede ser refinada como sigue si la información necesaria está disponible: por cada 5 kg . de diferencia en agua mezclada de los valores la tabla 2.2.a. de 75 a 100 mm, corrija el peso por m^3 en la dirección opuesta por 8 kg .; por cada 20 kg . de diferencia en el contenido de cemento con respecto a 330 kg . corrija la masa por m^3 3 kg . en la misma dirección; por cada 0.1 que se desvíe de 2.7 el peso específico del agregado, corrija la masa 60 kg . en la misma dirección. Para concreto con aire incluido el contenido de aire para exposición severa fue usado. La masa puede incrementarse 1% por cada reducción porcentual en el contenido aire de la cantidad.

b) Método del volumen absoluto

Un procedimiento más exacto para calcular la cantidad de agregado fino involucra el uso de volúmenes desplazados por los ingredientes. En este caso, el volumen total desplazado por los ingredientes conocidos (agua, aire, materiales cementantes y agregado grueso) es restado del volumen unitario del concreto para obtener el volumen requerido de agregado fino.

El volumen ocupado en el concreto por cualquier ingrediente es igual a su peso dividido entre la densidad del material (la última siendo el producto del peso unitario de agua y la gravedad específica del material).

Paso 8. Ajuste por humedad del agregado.

Las cantidades reales del agregado para ser pesadas por el concreto deben permitir la humedad en los agregados.

¹¹ SSS Significa Condiciones de saturado y superficialmente seco. El peso específico del agregado debe estar de acuerdo con la condición de humedad supuesta en los pesos básicos del lote de agregado, esto es, granel seco si los pesos se expresan en condiciones de secado y SSS a granel si se expresan en condiciones de saturado y superficie seca.

Generalmente los agregados estarán húmedos y sus pesos secos deben incrementarse por el porcentaje de agua que ellos contienen, ambos absorbido y superficial. El agua de mezclado adicionada a la mezcla debe ser reducida por una cantidad igual a la humedad libre que es contribuida por el agregado, por ejemplo, humedad total menos absorción.

Paso 9. Ajuste por mezclas de prueba.

Las proporciones de mezcla calculada deben ser verificadas por medio de mezclas de prueba o de campo y probada conforme a la norma ASTM C192. Sólo debe usarse el agua suficiente para producir el revenimiento requerido, independientemente de la cantidad asumida en la selección de las proporciones de prueba. El concreto debe ser verificado por peso unitario y rendimiento y por contenido de aire. También debe observarse la trabajabilidad apropiada, libre de segregación, y propiedades últimas. Los ajustes adecuados deben ser realizados en las proporciones para subsecuentes mezclas de acuerdo con el siguiente procedimiento.

- a) El agua de mezclado estimada para producir el mismo revenimiento que en las mezclas de prueba será igual a la cantidad neta de agua de mezclado dividida entre el rendimiento de la mezcla de prueba en m^3 . Si el revenimiento de las mezclas de prueba no fue correcto, incremente o decremente el contenido de agua de la anterior estimación por $2 \text{ kg}/m^3$ de concreto por cada incremento o decremento de 10 mm en el revenimiento deseado.
- b) Para ajustar por el efecto del contenido de aire incorrecto en una mezcla de prueba de concreto con aire incluido en el revenimiento, reduzca o incremente el contenido de agua de mezclado anterior en $3 \text{ kg}/m^3$ por cada 1% por el cual el contenido de aire está siendo incrementado o decrementado de esa mezcla de prueba.
- c) El peso unitario del concreto fresco estimado nuevamente por el ajuste de las proporciones de prueba es igual al peso unitario en kg/m^3 medido en la mezclas de prueba, reducido o incrementado por el porcentaje de incremento o decremento en el contenido de aire del ajuste de la mezcla de la primera mezcla de prueba.
- d) Deben calcularse nuevos pesos de mezcla, comenzando por el cuarto paso, y si es necesario modificar el volumen de agregado grueso de la tabla 2.5 para obtener una trabajabilidad adecuada.

II.B. CRITERIO IMCYC. PRACTICA PARA DOSIFICAR CONCRETO NORMAL, CONCRETO PESADO Y CONCRETO MASIVO

El criterio del *Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto* (IMCYC) sigue la misma metodología que el criterio sugerido por el Comité ACI-211.1-91. En las tablas anteriores se comparan los valores proporcionados por el ACI 211.1-91 y por el IMCYC.

II.C. CRITERIO INSTITUTO DE INGENIERIA. UNAM

La dosificación de las mezclas del Instituto de Ingeniería para la primera aproximación se realiza con el criterio ACI - 211.1-91, posteriormente se hacen pruebas para verificar y se llevan a cabo ajustes si se considera necesario, sin embargo, a través de varias mezclas y varios años, se ha determinado la curva de correspondencia entre la relación agua/cemento y la resistencia a compresión del concreto tanto para las combinaciones de agregado consideradas en el presente análisis, como para una curva promedio que incluye a todos los agregados analizados (fig.2.3).

FIG.2.3. CORRESPONDENCIA ENTRE LA RELACION AGUA/CEMENTO Y RESISTENCIA A LA COMPRESION DEL CONCRETO PARA DISTINTOS TIPOS DE AGREGADO

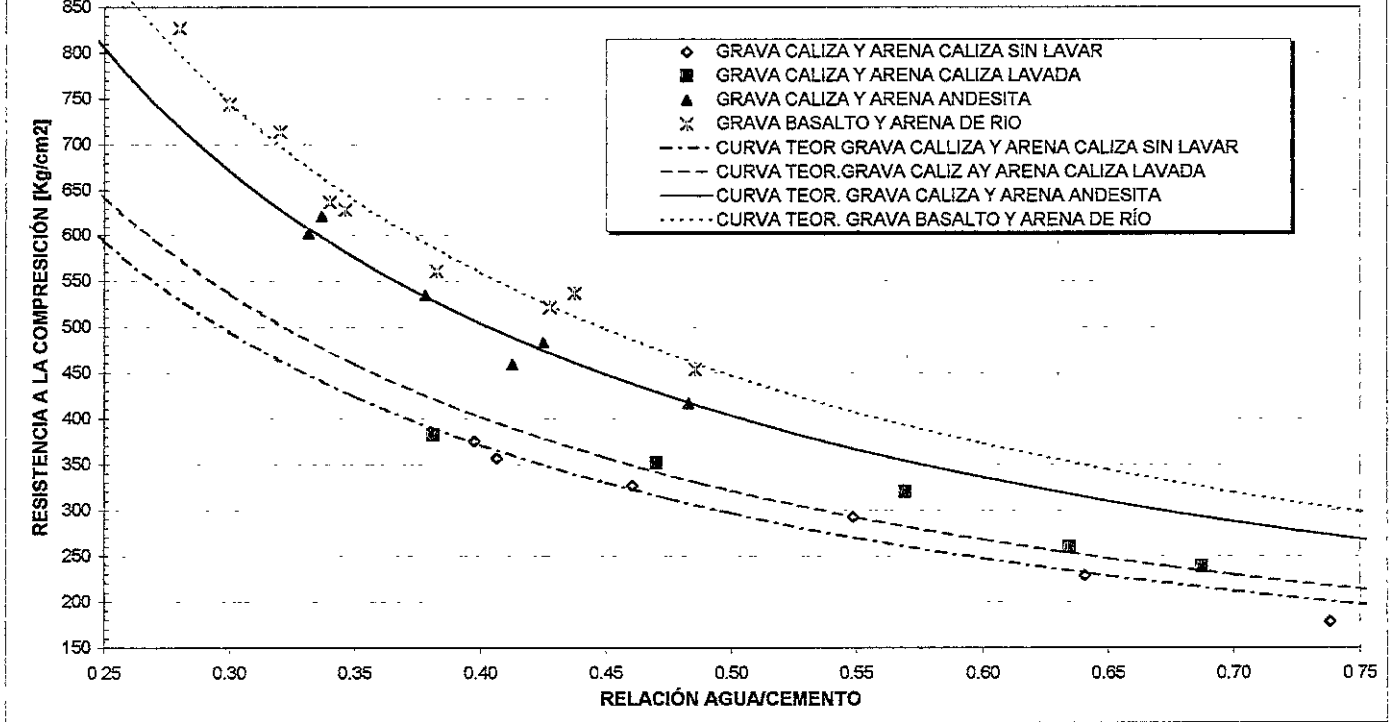
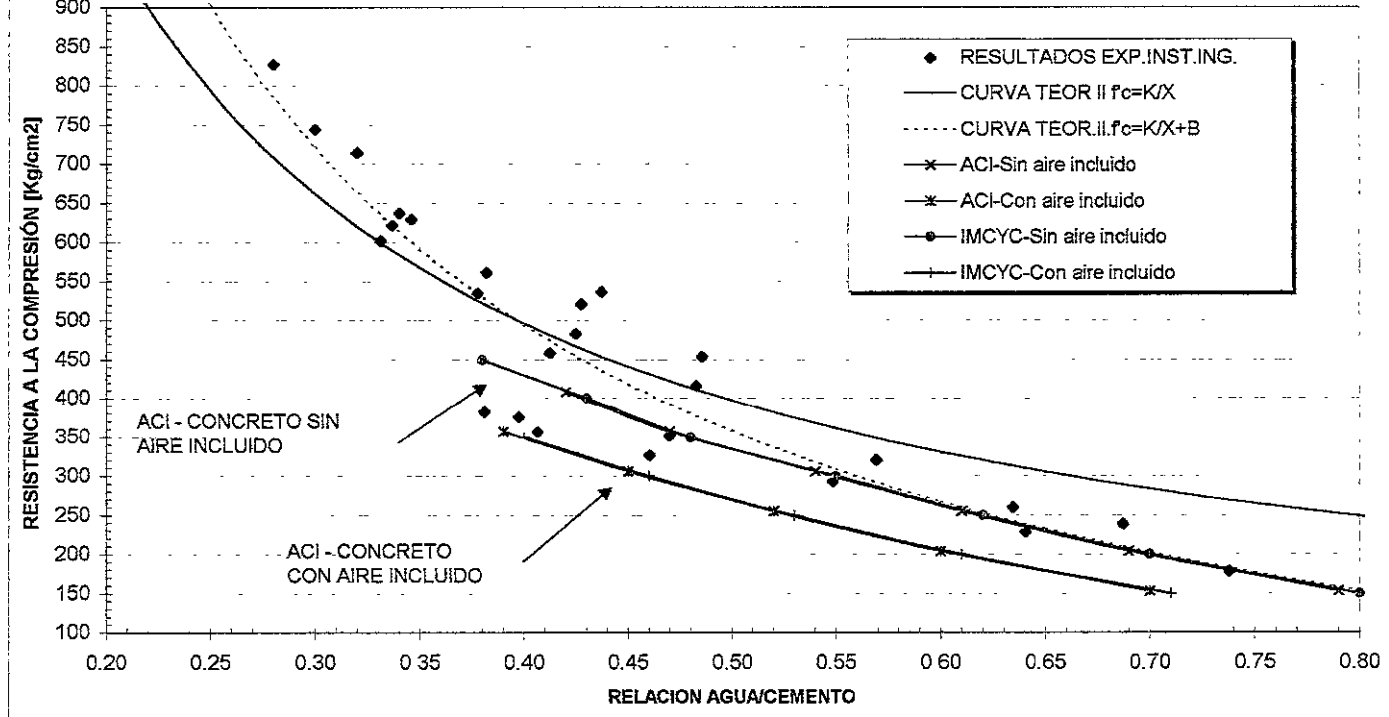


FIG.2.4. CORRESPONDENCIA ENTRE LA RELACION AGUA/CEMENTO Y LA RESISTENCIA A LA COMPRESION DEL CONCRETO PARA LOS CRITERIOS ANALIZADOS



Un factor adicional que incluye el criterio del Instituto al del criterio ACI descrito anteriormente es la consideración de la contaminación de arena en grava en arena y su contraparte de grava en arena.

El método ACI 211.1-91 es un excelente método muy analizado que está elaborado para materiales diferentes a nuestros materiales. El objetivo de mostrar el criterio del Instituto de Ingeniería no es proponer un nuevo método de proporcionamiento de mezclas de concreto, es mostrar un análisis realizado con materiales del país y adaptado a nuestras condiciones. Un factor primordial en el proporcionamiento es la correspondencia entre la relación agua/cemento y la resistencia a la compresión, en éste sentido se ha encontrado que las curvas respectivas del ACI y del Instituto de Ingeniería difieren. La fig.2.4. demuestra que con los materiales empleados en el Instituto se obtienen resistencias más altas para una misma relación agua/cemento¹². Dicha divergencia de valores se debe a varios factores, entre los que podemos señalar los siguientes:

- Para la obtención de las curvas se emplearon materiales de cada país respectivamente, los materiales empleados por el ACI, obtenidos de bancos estadounidenses, son muy distintos a los empleados por el Instituto, extraídos de bancos nacionales. Las diferencias de los agregados se deben a cuestiones geológicas, topográficas, entre otras. ¹³Consideramos que la diferencia entre ambas curvas es causada primordialmente por los agregados empleados, como se verá más adelante el agregado tiene una función relevante en la resistencia del concreto de peso normal y de alto desempeño.
- A pesar del seguimiento de una normatividad similar para la fabricación de cemento entre ambos países existen diferencias en el cemento empleado, lo que contribuye a obtener la diferencia antes planteada.

II.D. DIFERENCIAS ENTRE LOS CRITERIOS ANALIZADOS.

Hasta ahora se ha descrito los factores que intervienen en la dosificación y un procedimiento reconocido internacionalmente, a continuación compararemos los criterios aquí analizados. La fig.2.4. muestra la comparación de las curvas de correspondencia entre la relación agua/cemento y la resistencia a la compresión de los tres criterios; ACI-211, IMCYC e Instituto de Ingeniería(II).

De acuerdo a lo anterior podemos inferir que el criterio de Instituto proporciona mezclas más económicas, en tanto, que para una misma relación agua/cemento proporciona mayores resistencias a compresión, sin embargo, es importante señalar que el mismo Comité ACI -211.1-91 señala que sus curvas presentan valores conservadores. Los criterios del ACI y del IMCYC son idénticos, sólo que el segundo se encuentra completamente adaptado al sistema internacional de unidades, y maneja la resistencia en las unidades tradicionalmente manejadas para éste efecto en México (kg/cm^2). El hecho de adoptar un criterio implica confiar en los valores que proporciona para una primer lote de prueba, pero el mejor criterio que debe adoptar el ingeniero diseñador de una mezcla o el equipo de ingenieros encargados de construir estructuras de concreto- sin importar el cargo y experiencia que posean - es realizar mezclas de prueba, y llevar un adecuado y sistemático control de calidad que retroalimente su producción de concreto.

¹² Para efecto de obtener una mejor correspondencia se analizaron en éste aspecto 26 mezclas.

¹³ Está fuera del ámbito de la presente tesis determinar la diferencia de agregados entre un país y otro, lo importante y lo que tratamos de presentar en este trabajo - y que está dentro del marco teórico de ésta tesis - es determinar las diferencias prácticas de emplear un agregado u otro, así como demostrar que debido a la casi infinita serie de factores que intervienen en la elaboración del concreto, lo más conveniente es ensayar y obtener resultados con los concretos y materiales que se estén empleando en una obra o investigación determinada.

Bajo esta filosofía se pueden realizar estructuras de concreto que cumplan con los requerimientos del diseño estructural y que logren un equilibrio costo - seguridad.

Una ventaja económica y práctica de obtener una resistencia superior con una misma relación agua/cemento es indiscutiblemente el ahorro del cementante sin descuidar la calidad de concreto. Por ejemplo, si una constructora ocupada de vigilar su producción de concreto tuviera la curva A/C - f'c del Instituto y una segunda constructora se guiará por la muy reconocida curva del ACI, la primera empresa ahorraría recursos materiales sin minar su producción y calidad de concreto, mientras la segunda empresa estaría desperdiciando recursos económicos y materiales; por lo que si ambas participarán en una licitación pública donde el insumo principal fuera el concreto, la primera constructora ganaría. Lo anterior muestra la importancia de conocer las prácticas y técnicas constructivas de orden general, que adquieren mayor relevancia cuando se aplican a nuestras condiciones particulares, es decir, cuando el ingeniero crea y analiza su información específica. A esto está enfocado el criterio del Instituto a optimizar el aprovechamiento del material y de nuestros recursos.

CAPÍTULO III. CONCRETO EN ESTADO FRESCO

La evolución del proceso de rigidización y endurecimiento del concreto desde su elaboración hasta edades maduras se puede dividir en tres etapas:

- a) Concreto blando o condición moldeable.
- b) Concreto en curso de rigidización o de fraguado
- c) Concreto en proceso de endurecimiento o de adquisición de resistencia mecánica.

La primera etapa se caracteriza por la disminución gradual de la fluidez y manejabilidad observada por la pérdida de revenimiento, aunque conserva capacidad de ser moldeada al aplicarle la energía de compactación necesaria. Su duración en condiciones normales es alrededor de 2 horas y termina cuando el concreto ya no es moldeable.

En la segunda etapa, concreto en curso de rigidización o de fraguado, la rigidización del concreto se determina por las pruebas de penetración con el aparato de Vicat o la aguja de Gillmore, con éstos procedimientos se determinan los límites de dicha etapa: fraguado inicial y fraguado final, cuyos valores de resistencia a la penetración son de 35 y 280 kg/cm² respectivamente. Su duración es de 2 a 10 horas.

La tercera etapa conduce propiamente al endurecimiento del concreto, en ésta etapa se definen las características mecánicas y de otra índole, el desarrollo suele representarse mediante la evolución de la resistencia a la compresión a través del tiempo. Al efectuar el seguimiento de la adquisición de resistencia a compresión del concreto, en condiciones normales de humedad y temperatura, se observa una curva que evidencia una evolución continua del proceso de endurecimiento, la cual tiene una duración prolongada que puede durar meses o incluso años, al contrario de las otras etapas.

Todos los especímenes ensayados cumplen con las especificaciones para la elaboración, curado, cabeceo y ensayos en laboratorio.

En una mezcla de concreto fresco las partículas de arenas y gravas se encuentran sostenidas en suspensión y quedan encajonadas. El concreto en estado fresco debe ser semifluido, plástico y capaz de ser moldeado a mano. Se denomina plástico al material que es plegable y moldeable. Si el concreto cumple con tales características los ingredientes no tienen tendencia a segregarse durante el transporte y al endurecer el concreto, el resultado será una mezcla homogénea de todos los componentes. El concreto con consistencia plástica no se desgrana, sino que fluye como líquido viscoso sin segregarse.

III.A. DETERMINACION DE LAS PROPIEDADES EN ESTADO FRESCO

III.A.1. REVENIMIENTO (CONSISTENCIA)

Para calificar la manejabilidad de un concreto se usa la consistencia y se determina con la prueba de revenimiento, que es el asentamiento que presenta una mezcla fresca al quitársele un molde cónico en el que se colocó inicialmente, es decir, la diferencia de alturas entre el molde y la que adquiere la mezcla después de quitarlo; se mide en centímetros y varía con la cantidad de agua adicionada, misma que actúa como lubricante entre las partículas que integran un concreto. (fig.3.1).

El revenimiento muestra en cierta forma la manejabilidad interna, la facilidad o dificultad a segregarse y la consistencia que tiene una mezcla dada. Si un concreto tiene un revenimiento bajo tiene consistencia dura. Se necesita una mezcla plástica para tener resistencia y mantener la homogeneidad de la mezcla durante el manejo y la colocación. La prueba de revenimiento se realiza de acuerdo a la norma ASTM C143 M/97.

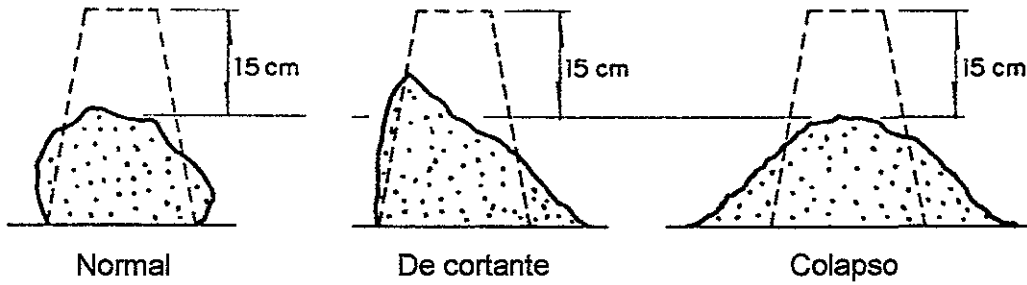


Fig. 3.1. Tipos de revenimiento para tres mezclas de concreto con el mismo revenimiento pero diferente cohesividad.

En las figs.3.2, 3.3, 3.4 y 3.5 se puede observar la variación del revenimiento para las mezclas elaboradas en el presente estudio, donde se percibe un menor revenimiento para los agregados de basalto y arena de río, a priori se podría decir que tal comportamiento se debe a que para éstos agregados se emplearon relaciones agua/cemento inferiores a los otros agregados, sin embargo, dicha afirmación no es del todo verdadera. En las figs. 3.5 y 3.6, respectivamente, se aprecia que para una misma relación agua/cemento o un mismo consumo de cemento resulta en general un menor revenimiento con el agregado grueso de basalto y el agregado fino de río. La grava caliza y arena andesita obtienen los mayores revenimientos de nuestro estudio.

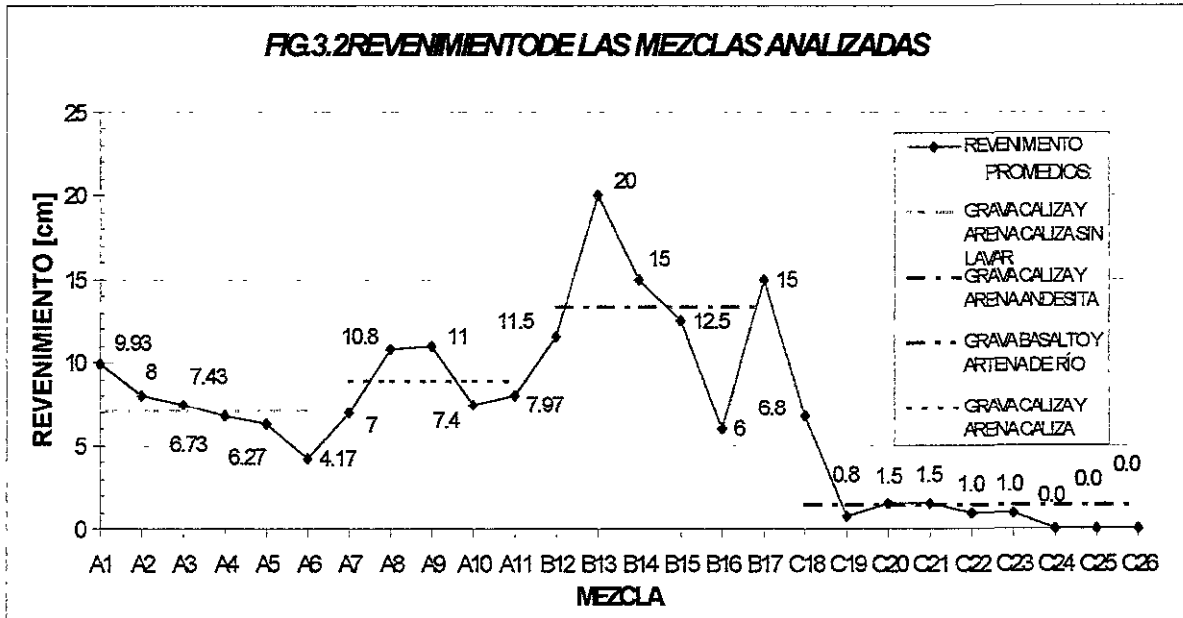


FIG.3.3 CURVA RESISTENCIA A LA COMPRESION - REVENIMIENTO

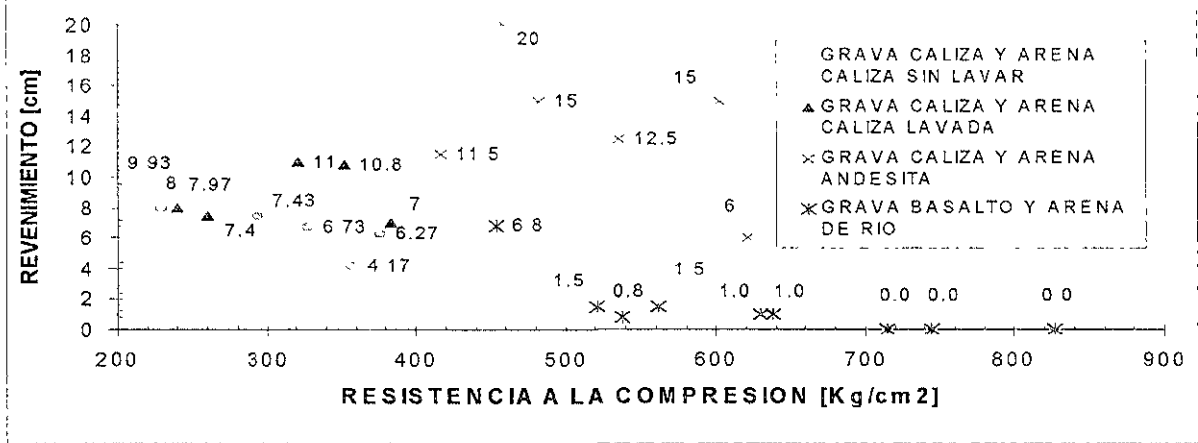


FIG.3.4. RELACIÓN AGUA/CEMENTO - REVENIMIENTO

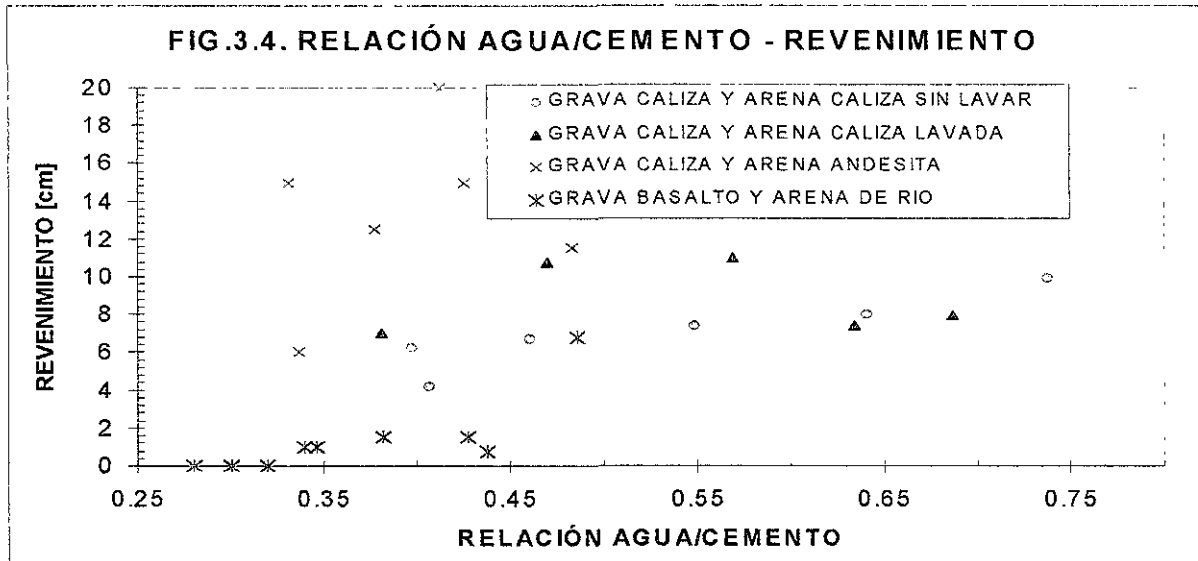
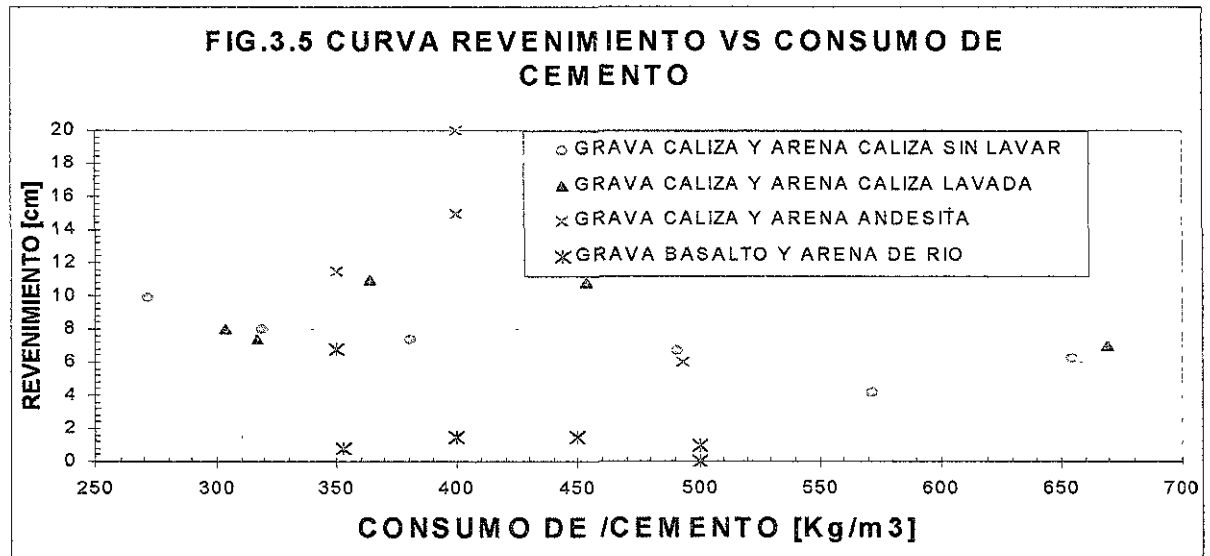
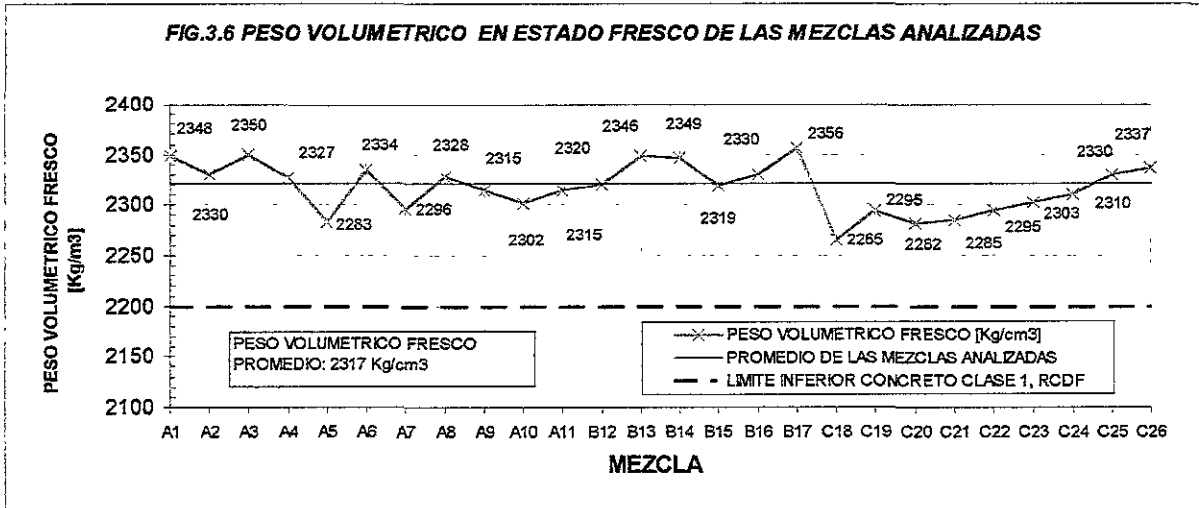


FIG.3.5 CURVA REVENIMIENTO VS CONSUMO DE CEMENTO



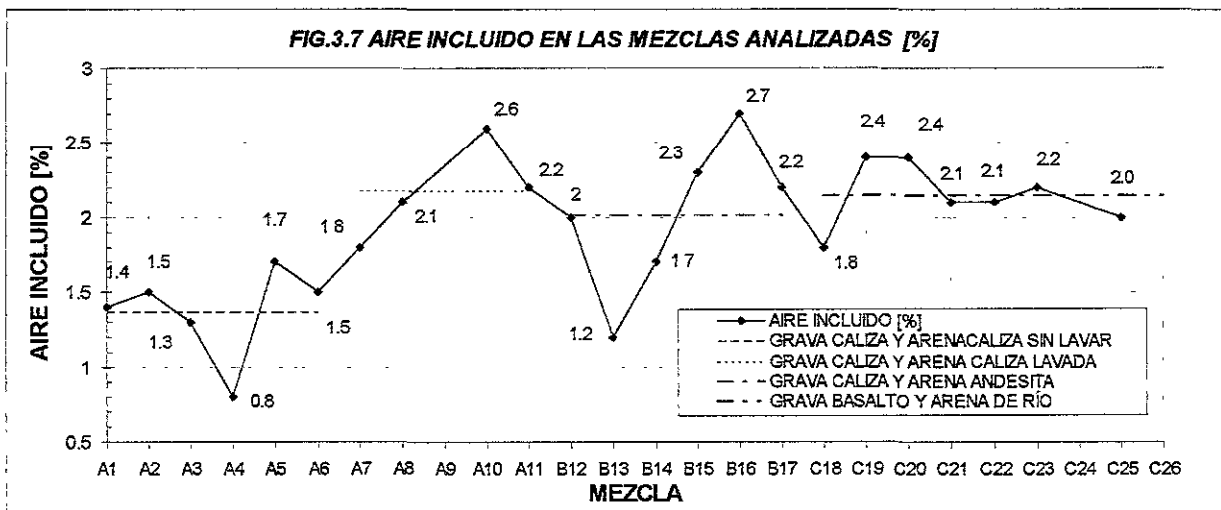
III.A.2.PESO ESPECÍFICO

Se determinó el peso específico del concreto fresco de acuerdo a la norma ASTM C 138-92. El peso específico de los concretos en estado fresco aquí analizados oscila entre 2265 Y 2356 kg/m³. El promedio es de 2317 kg/m³, por lo que en éste aspecto y de acuerdo al *Reglamento de Construcciones del Distrito Federal* todos los concretos que estudiamos se clasifican como concretos estructurales clase 1. Vid. Fig. 3.6.



III.A.3.CONTENIDO DE AIRE

La determinación del contenido de aire de las mezclas se realizó de acuerdo a la norma ASTM C 173-94^a. El porcentaje del contenido de aire difiere muy poco para los concretos elaborados con los agregados aquí considerados. El menor contenido de aire lo ocupa el concreto con grava caliza y arena caliza sin lavar con 0.8%, de éste su promedio es de 1.4%. Las otras tres combinaciones de agregados presentan valores promedio muy similares entre sí (grava caliza y arena caliza lavada: 2.2%, grava caliza y arena andesita: 2.1% y grava basalto y arena de río: 2.0%). El contenido de aire promedio de todos los concretos estudiados es de 1.9%. La fig. 3.7. muestra esquemáticamente los resultados experimentales obtenidos de las pruebas de contenido de aire. Los promedios se muestran en líneas punteadas en la misma fig. 3.7.



En la tabla 3.1 se presentan todas las características de los concretos analizados en estado fresco por tipo de agregado y se presentan los valores de las características promedio por lote y global.

TABLA.3.1.CARACTERÍSTICAS DE LOS CONCRETOS ANALIZADOS EN ESTADO FRESCO					
TIPO DE AGREGADO	1995 LOTE A	FECHA DE COLADO	REV [cm]	AIRE INCLUIDO [%]	PESO VOLUMETRICO FRESCO [kg/m ³]
GRAVA CALIZA Y ARENA CALIZA SIN LAVAR (LOTE A1)	A1	20-Abr-95	9.9	1.4	2348
	A2	27-Abr-95	8.0	1.5	2330
	A3	02/May/95	7.4	1.3	2350
	A4	04-May-95	6.7	0.8	2327
	A5	08/May/95	6.3	1.7	2283
	A6	16-May-95	4.2	1.5	2334
GRAVA CALIZA Y ARENA CALIZA LAVADA (LOTE A2)	A7	22/May/95	7.0	1.8	2296
	A8	25/May/95	10.8	2.1	2328
	A9	31/May/95	11.0	---	2315
	A10	06-Jun-95	7.4	2.6	2302
	A11	08-Jun-95	8.0	2.2	2315
	1998 LOTE B				
GRAVA CALIZA Y ARENA ANDESITA	B12	26/05/98	11.5	2	2320
	B13	12/Jun/98	20.0	1.2	2349
	B14	02-Jun-98	15.0	1.7	2346
	B15	04/Jun/98	12.5	2.3	2319
	B16	08-Jun-98	6.0	2.7	2330
	B17	10/Jun/98	15.0	2.2	2356
	1999-2000 LOTE C				
GRAVA BASALTO Y ARENA DE RÍO	C18	30/Sep/99	6.8	1.8	2265
	C19	4/Nov/99	0.8	2.4	2295
	C20	08-Nov-99	1.5	2.4	2282
	C21	10-Nov-99	1.5	2.1	2285
	C22	15/Nov/99	1.0	2.1	2295
	C23	17/Nov/99	1.0	2.2	2303
	C24	5/Ene/00	0.0	---	2310
	C25	19-Ene-00	0.0	2.0	2330
	C26	17/Ene/00	0.0		2337
	PROMEDIOS			REV [cm]	AIRE INCLUIDO [%]
LOTE DE MEZCLA	A		7.9	1.7	2321
	A1		7.1	1.4	2329
	A2		8.8	2.2	2311
	B		13.3	2.0	2337
	C		1.4	2.1	2300
PROMEDIO DE TODOS LOS CONCRETOS ANALIZADOS (Global)			6.9	1.9	2317
MINIMO			0.0	0.8	2265
MÁXIMO			20.0	2.7	2356

III.A.4.FACTORES QUE AFECTAN LA MANEJABILIDAD

La manejabilidad de la mezcla es afectada por varios factores, entre ellos: contenido de agua, tipo y granulometría del agregado, relación agregado/cemento, aditivos, finura del cemento, tiempo y temperatura. El elemento principal es el contenido de agua. Para una relación agua/cemento constante la manejabilidad aumenta al reducir la relación agregado/cemento, esto es debido al incremento de agua en relación con la superficie total de sólidos.

Una relación alta de volúmenes de agregado grueso con respecto a los agregados finos puede conducir a una separación y a una menor manejabilidad, volviendo la mezcla áspera y difícil al acabado, por su parte una mezcla con demasiadas partículas finas tiene una mayor manejabilidad, sin embargo, una mezcla con demasiada arena produce un concreto con menor durabilidad. La finura de cemento por sí misma tiene poca relevancia para la manejabilidad, pero tiene la secuela de que a mayor finura mayor demanda de agua. El tiempo influye en la medida que un concreto recién mezclado se vuelve más rígido con el tiempo. Un incremento de temperatura disminuye la manejabilidad y aumenta la pérdida de revenimiento. Se puede registrar el mismo revenimiento para mezclas elaboradas con diferentes agregados y con distintas manejabilidades. El revenimiento no tiene una relación única con la manejabilidad¹⁴.

La prueba Vebe evalúa la trabajabilidad con base en el esfuerzo que se hace para cambiar la forma de una muestra de concreto, la compactación se logra con vibrado, se supone que la energía requerida para la compactación es un índice de la trabajabilidad de la mezcla, expresada en segundos Vebe. El esquema 3.8. es un diagrama del aparato.

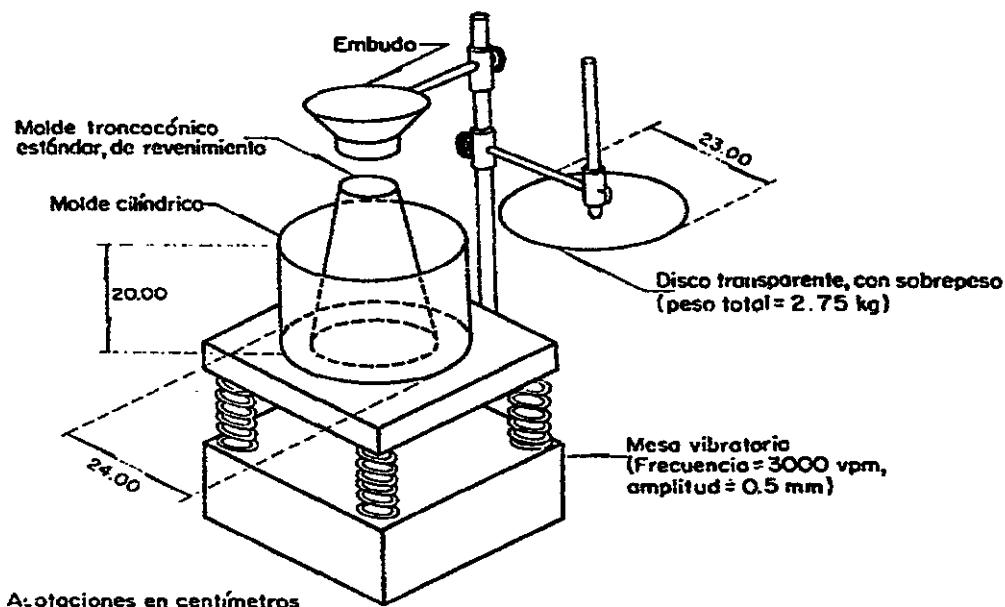


Fig.3.8. Diagrama del aparato Vebe.

¹⁴ Cfr. *Tecnología del Concreto*. A.M. Neville y J.J. Brooks.

III.A.4.1. REQUERIMIENTOS DE GRANULOMETRIA PARA LA MANEJABILIDAD

Conocer la granulometría del agregado es importante sólo en tanto afecte la manejabilidad, debido a que la resistencia es independiente de la granulometría, sin embargo, una alta resistencia requiere una máxima compactación con un trabajo razonable, que sólo se logra teniendo una mezcla con suficiente manejabilidad. Hay una diversidad de factores en la granulometría que afectan la manejabilidad: área superficial del agregado, que a su vez determina la cantidad de agua necesaria para humedecer todos los sólidos; la tendencia a segregación; el volumen relativo ocupado por el agregado y el porcentaje de finos en la mezcla. Analicemos la influencia de cada uno de estos factores en la manejabilidad del concreto fresco.

1. **AREA SUPERFICIAL DEL AGREGADO.**- Se mide en términos de superficie específica, esto es, la relación de la superficie de todas las partículas respecto a su volumen. Hay una relación entre la granulometría y superficie específica de un material graduado, a mayor tamaño de la partícula tendrá menor superficie específica, pero hay una situación muy singular todavía, las partículas menores a 150 μm (Núm. 100 ASTM), al parecer se comportan como lubricantes, no requiriendo humedecerse, por tal motivo la superficie específica no es parámetro fiable para el grado de manejabilidad que tendría un concreto.
2. **VOLUMEN RELATIVO DEL AGREGADO.** Al ser más económico el agregado, económicamente conviene que el volumen del agregado sea el mayor posible. La manejabilidad mejora al tener un exceso de pasta por encima de lo requerido para llenar los vacíos de arena, así como un exceso de mortero (cemento, arena y agua) para ocupar los espacios vacíos de la grava, porque el material fino lubrica las partículas más grandes.
3. **SEGREGACION:** Para evitar la segregación el concreto debe tener cohesión, que resulta esencial para obtener una compactación completa: La segregación es la separación de los componentes de una mezcla, convirtiéndola en heterogénea; su causa es la diferencia del tamaño entre partículas y en ocasiones el peso específico de los componentes de la mezcla. Tales diferencias se controlan con una granulometría adecuada y un manejo cuidadoso.
4. **MATERIALES FINOS.**- La presencia de material menor a la malla No. 300 (Núm. 50 ASTM) influye en la manejabilidad. Para que una mezcla pueda manejarse óptimamente y sin aspereza, debe tener el volumen de finos señalado en la tabla siguiente.:

Tamaño máximo del agregado [mm]	Volumen absoluto de finos como fracción del vol. De concreto
8	0.165
16	0.140
32	0.125
63	0.110

¹⁵Tecnología del concreto. A.M: Neville y J.J. Brooks. p. 56

CAPITULO IV. CONCRETO EN ESTADO ENDURECIDO

"Después de un proporcionamiento adecuado, así como, dosificación, mezclado, colocación, consolidación, acabado y curado, el concreto endurecido se transforma en un material de construcción resistente, no combustible, durable, resistente al desgaste y prácticamente impermeable que requiere poco o nulo mantenimiento. El concreto también es un excelente material de construcción porque puede moldearse en una gran variedad de formas, colores, y texturas para ser usado en un número ilimitado de aplicaciones."

S.H. Kosmatka y W. Panarese. Diseño y Control de Mezclas de Concreto. PCA.

IV.A. DETERMINACIÓN DE PROPIEDADES EN ESTADO ENDURECIDO

Las propiedades mecánicas del concreto endurecido se clasifican en propiedades instantáneas o de corta duración y propiedades de larga duración, entre las primeras se encuentran la resistencia a la compresión, resistencia a la tensión y cortante y rigidez medida por el módulo de elasticidad, entre las de larga duración se encuentran el flujo plástico y la contracción. A continuación presentamos algunas propiedades mecánicas instantáneas y describiremos más detalladamente las de largo plazo.

IV.A.1. RESISTENCIA A COMPRESIÓN

En la práctica se realiza el diseño estructural con base en una determinada resistencia mecánica del concreto que tendrá lugar a una edad también determinada, la edad se escoge en función del tiempo previsto para que el concreto de la estructura soporte los esfuerzos de diseño. En varios reglamentos de construcción se considera la edad de 28 días a causa de que en tal lapso el concreto logra el 80% de su resistencia potencial. La resistencia del concreto a compresión es una propiedad física fundamental que se utiliza frecuentemente para cálculos de diseño de diversas estructuras, como edificios y puentes, entre otras. La resistencia a la compresión se define como la máxima resistencia medida en un espécimen de concreto o de mortero a carga axial. Para estructuras que deben prestar servicio a largo plazo, como es el caso de presas de concreto y otras estructuras hidráulicas, frecuentemente se difiere la edad especificada, por ejemplo a 90 días, para obtener la resistencia de diseño; con el fin de aprovechar una mayor proporción de la resistencia potencial del concreto y lograr las ventajas de un menor consumo unitario de cemento. Normalmente la resistencia de diseño del concreto es la resistencia a compresión, aunque para ciertas estructuras como las estructuras de pavimentos de concretos hidráulicos se emplea la resistencia a tensión.

De acuerdo con lo anterior se puede considerar al concreto suficientemente endurecido a partir de que adquiere la resistencia mecánica (normalmente a compresión) para soportar los esfuerzos de diseño con un factor de seguridad previsto, ello debe suceder a partir de la edad a la que se especifique la obtención de la resistencia de diseño.

La resistencia mecánica del concreto es una propiedad importante y de gran ayuda para determinar la calidad del concreto, pero debido a las condiciones de servicio de diversa índole a las que se encuentra trabajando un concreto se requiere abarcar otras propiedades.

Si bien esta propiedad es importante, el ingeniero debe ser consciente de que *"especificar y aceptar la calidad del concreto con base solamente en la resistencia mecánica, es una de las causas que suelen originar problemas de durabilidad en las estructuras, debido a que una resistencia suficiente no siempre es garantía de una durabilidad adecuada del concreto en servicio."*¹⁶

De modo que es necesario exigir al concreto endurecido una resistencia mecánica adecuada para soportar esfuerzos y debe proveérsele también de una composición idónea para resistir óptimamente los efectos de acciones dañinas a las que se vaya enfrentar en condiciones de servicio a lo largo de su vida útil. Por tal razón es de vital importancia conocer los materiales componentes del concreto y las condiciones de exposición a las que deben prestar servicio las estructuras de concreto.

El concreto como material de construcción debe brindar un servicio óptimo, ello depende fundamentalmente de las características y propiedades que posea para resistir satisfactoriamente y por períodos largos las solicitaciones mecánicas, así como la diversidad de acciones originadas por las condiciones en que trabaja la estructura. Bajo el marco anterior es posible tener dos situaciones:

1. Cuando por condiciones de la estructura sólo se requiere o demanda prioritariamente un comportamiento estructural o mecánico. En tal caso, la propiedad básica que se desea desarrollaren el concreto endurecido es la resistencia mecánica.
2. Cuando la estructura debe operar bajo condiciones de exposición y servicio que causen efectos perjudiciales o disminuyan la vida útil del concreto. Para ésta segunda situación aparte de la resistencia se deben lograr otras propiedades que lo hagan resistente y durable a circunstancias dañinas.

Según sea el caso debe diseñarse la mezcla apropiadamente, aplicando el criterio de resistencia o de durabilidad, conforme lo recomienda el Comité ACI 211.

Aunque los resultados numéricos no son una medida intrínseca de la resistencia del concreto en la estructura, sino de su calidad, la resistencia es un parámetro que permite identificar de manera sencilla si un concreto cumple con las especificaciones y si brindará un buen servicio. En términos generales un concreto de mayor resistencia tendrá mejores propiedades.

IV.A.1.1. ASPECTOS FUNDAMENTALES DE LA RESISTENCIA MECÁNICA A COMPRESION DEL CONCRETO

En la resistencia mecánica que puede desarrollar un concreto actúan varios factores: la resistencia individual de los agregados y de la pasta de cemento endurecida, así como la adherencia entre la pasta y el agregado; la resistencia del concreto está gobernada por la menor de las tres. Adicionalmente en la práctica, hay que agregar el grado de densificación logrado en la mezcla de concreto de la estructura, ya que la proporción de vacíos en el concreto endurecido, como en otros materiales, tiene un efecto decisivo en la resistencia mecánica. Los tres primeros factores se pueden anticipar en la producción del concreto al hacer las provisiones del diseño de la mezcla, pero el cuarto factor depende - al igual que el curado - de las acciones de obra complementarias (pero no menos importantes) para que el concreto desarrolle su resistencia potencial.

¹⁶Manual de Tecnología del Concreto. CFE-II, Sección III.

La resistencia mecánica del concreto se mide en especímenes cilíndricos estándar de concreto simple de 30.4 X 15.2 cm que se someten a condiciones de carga reglamentadas (compresión o tensión). La resistencia del espécimen es el esfuerzo máximo generado en el concreto por la carga que produce la falla del espécimen. Aunque los esfuerzos a que se someten los especímenes no coinciden normalmente con los esfuerzos que presenta el concreto en estructuras reales, se admite que la información de ensaye de especímenes estándar de concreto simple es útil para predecir el comportamiento del mismo concreto en una estructura real.

Determinar la resistencia a compresión del concreto es de interés principalmente por tres razones:

- Ejerce influencia directa en la capacidad de carga de las estructuras.
- Su determinación es relativamente sencilla.
- Existen varias propiedades del concreto que se relacionan con la resistencia a compresión, como: densidad, resistencia a la abrasión, durabilidad, impermeabilidad, resistencia a tensión y resistencia a los sulfatos, es decir, funciona como dato índice.



Fig.4.1. Ensaye de resistencia a compresión en una máquina universal.

También se determina la resistencia a compresión del concreto por alguna de las siguientes finalidades:

- Comprobar si las previsiones de diseño de la mezcla cumplen con la resistencia del proyecto.
- Controlar la uniformidad de las resistencias y ajustarlas al nivel requerido durante la producción de concreto.
- Verificar la resistencia del concreto colocado en la estructura real.

Las condiciones y procedimientos de ensaye aplicables en cada caso se reglamentan en normas, dentro de tales aspectos están: forma, dimensión, elaboración, curado, preparación y ensaye de especímenes. Para determinar la resistencia a la compresión de nuestros especímenes se realizaron los ensayes de acuerdo a la norma ASTM C 39 - 96.

IV.A.1.2. RESISTENCIA DE LOS AGREGADOS

Como se mencionó anteriormente la resistencia de los agregados es un factor a considerar para la resistencia potencial del concreto endurecido. Al tener partículas de agregados resistentes y duras la resistencia mecánica del concreto está regida por la resistencia de la pasta de cemento y por la adherencia de ésta con el agregado. Para agregados pocos resistentes o débiles la resistencia del concreto endurecido está regida por la resistencia intrínseca de los agregados. Los agregados de peso normal que satisfacen los requisitos de calidad dictados por las pruebas que ordinariamente se les realizan (densidad, absorción, sanidad, etc.) suelen tener una resistencia a la compresión superior a 700 kg/cm^2 , que permite el desarrollo de resistencias a compresión de hasta 500 kg/cm^2 , empleadas normalmente para concreto convencional.

Lo anterior ha conducido a que hasta ahora se considere como secundario el papel del agregado en la resistencia del concreto. En el caso de concretos de muy alta resistencia (de 500 kg/cm^2 a 1200 kg/cm^2) la resistencia intrínseca de los agregados tiene mayor relevancia y los requisitos son más estrictos. La restricción se refiere tanto a la resistencia del agregado como a la adhesión pasta-agregado, ya que se ha observado que aun teniendo agregados que cumplen con la resistencia, la resistencia del concreto endurecido se ve limitada por la adhesión entre pasta de cemento y agregado.

Debido a que la resistencia intrínseca del agregado es difícil de optimizar se debe previamente aceptar o rechazar el agregado para el uso propuesto. Por ello conviene que la resistencia mecánica del concreto endurecido no dependa de la resistencia intrínseca del agregado, sino que sea función de la resistencia de la pasta de cemento endurecida y/o de la adhesión pasta - agregado, debido a que éstas dos últimas variables son controlables.

INFLUENCIA DEL AGREGADO GRUESO EN LA RESISTENCIA

La influencia del agregado grueso en la resistencia del concreto varía en magnitud y depende de la relación agua/cemento de la mezcla. Para relaciones agua/cemento de 0.4, el uso de agregado triturado genera resistencia mayores hasta en un 38% que cuando se emplea grava, esto es debido a que los agregados producto de la trituración de roca de buena calidad, ofrecen una mejor adherencia con la pasta y una uniforme resistencia intrínseca, por dicho motivo son convenientes. Al aumentar la relación agua/cemento disminuye la influencia del agregado, se piensa que es porque la pasta de cemento adquiere mayor importancia, para relaciones de agua/cemento de 0.65 no se ha observado diferencia entre concretos elaborados con roca triturada o con grava.

La resistencia del concreto a la compresión es mayor que la del mortero. Kaplan ha indicado que el enclavamiento mecánico del agregado grueso contribuye al aumento de resistencia a la compresión, pero esto no se ha comprobado completamente.¹⁷

IV.A.1.3. RESISTENCIA DE LA PASTA ENDURECIDA

En grosso modo la resistencia mecánica de la pasta de cemento depende de la porosidad total, de las características intrínsecas de los productos de hidratación y de la distribución de tamaños de los poros, algo similar a una granulometría de éstos, (por ejemplo, para obtener muy bajas porosidades es necesario someter a las pastas a tratamiento de compactación con muy alta presión). La porosidad total regida por la proporción de agua de mezcla (o por la relación agua/cemento que es lo mismo) es el factor que bajo condiciones normales de compactación y curado gobierna la resistencia mecánica de la pasta endurecida, así como su módulo elástico y su permeabilidad. Por tanto ha sido común y con fines prácticos considerar a la relación agua/cemento como interlocutor entre la porosidad y la resistencia mecánica de la pasta de cemento hidratada. De tal manera que si la resistencia de los agregados y la adhesión pasta - agregado son satisfactorias, la resistencia del concreto endurecido sólo dependerá de la resistencia de la pasta, lo cual es preferible porque es controlable mediante la relación agua/cemento.

A su vez el efecto que la relación agua/cemento produce sobre la permeabilidad de la pasta de cemento se puede extender a la permeabilidad y durabilidad del concreto endurecido, por lo que la relación agua/cemento se convierte en una decisión fundamental en el diseño de mezclas (véase capítulo II).

¹⁷ *Tecnología del Concreto, A.M. Neville.*

Para mejorar la adhesión pasta-agregado se puede modificar el tamaño, forma y textura de las partículas.

IV.A.1.4. DISCUSIÓN Y ANALISIS DE RESULTADOS EXPERIMENTALES

Es útil identificar el efecto de las variables de nuestra investigación: consumo de cemento, tipo de agregado y tipo de cemento. En éste sentido y con el propósito de determinar la influencia e importancia del agregado y del consumo cemento en la resistencia mecánica del concreto endurecido se determinó la resistencia a la compresión de concretos con resistencias normales y altas, elaborados con distintos agregados para varias edades. Para la comparación de los concretos elaborados se dividió en 5 rangos o intervalos el consumo de cemento que presentan las mezclas analizadas; cada rango tiene un $\pm 5.0\%$ de varianza entre la media y los valores extremos del rango de consumo de cemento (tabla 4.1). Las propiedades en estado endurecido de los concretos investigados se presentan en la tabla 4.2. Se puede visualizar el desarrollo de la resistencia a compresión para concretos elaborados con los agregados analizados en las gráficas 4.2 a 4.5, donde se aprecia, como era de esperarse, que a mayor consumo de cemento mayor resistencia a la compresión.

TABLA 4.1. RANGOS DE COMPARACIÓN CON BASE EN EL CONSUMO DE CEMENTO			
	RANGO	MEDIA	MEZCLAS
1	310 < CC < 326	318	A2, A10
2	348 < CC < 366	366	A9, B12
3	380 < CC < 401	391	A3, B14, C20
4	440 < CC < 460	450	A8, C21
5	481 < CC < 505	493	A4, B16, C25
CC - Consumo de cemento [kg/m ³]			

En las gráficas 4.6 a 4.10 donde se comparan los desarrollos de resistencias a compresión de concretos con un consumo de cemento similar o igual, elaborados con diferentes agregados, se muestra la relevante influencia del agregado en la resistencia a compresión, y como para un mismo o similar consumo de cemento el concreto presenta diferencias sustanciales en la resistencia a compresión causadas principalmente por la combinación de agregados empleados. La mayor diferencia se presenta entre la grava de basalto y arena de río y grava caliza y arena caliza sin lavar, que es en promedio del 89%. La segunda diferencia en magnitud está entre la grava caliza y arena andesita y la grava caliza y arena caliza sin lavar con un orden del 73%. La tabla 4.3 muestra la diferencia porcentual reflejada en la resistencia a compresión entre los agregados que abarcamos. El porcentaje de desarrollo promedio de todas las mezclas para 14, 28, 56, 90 y 119 días fue respectivamente del 89.2%, 100%, 108.1% (sólo lote C), 115.1%, 118.2% (sólo lote B).

También en la curva de correspondencia entre el consumo de cemento y la resistencia a la compresión (fig.4.11) se observa la influencia del consumo de cemento y del agregado en la resistencia del concreto endurecido, teniendo que el efecto que causa cada combinación de agregados es diferente, además de que la combinación de grava basalto y arena de río genera la mejor resistencia a la compresión a 28 días, hecho que muy posiblemente se deba a que el basalto tiene un mayor módulo de elasticidad, y por lo tanto mayor resistencia. Lo que se traduce que con dicha combinación de agregados se logra un mejor aprovechamiento del consumo de cemento en comparación con los agregados calizos. Esto se confirma al obtener la eficiencia del cemento con el nivel de resistencia a compresión (fig. 4.12).

CAP. IV. CONCRETO EN ESTADO ENDURECIDO

TABLA 4.2 PROPIEDADES DEL CONCRETO EN ESTADO ENDURECIDO DE LAS MEZCLAS ANALIZADAS

FECHA DECOLADO NOMENCLATURA	27-Abr-96	02-May-96	04-May-96	25-May-96	31-May-96	06-Jun-96	25-May-98	02-Jun-98	08-Jun-98	08-Nov-99	10-Nov-99	19-Ene-00
TIPO DE AGREGADO	A2	A3	A4	A8	A9	A10	B12	B14	B16	C20	C21	C25
	GRAVA CALIZA Y ARENA CALIZA SIN LAVAR			GRAVA CALIZA Y ARENA CALIZA LAVADA			GRAVA CALIZA Y ARENA ANDESITA			GRAVA BASALTO Y ARENA DE RÍO		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN PARA VARIAS EDADES (DÍAS) [kca/cm²]												
14	201	268	285	326	225	238				487	524	664
	205	273	298	340	260	254				474	539	649
PROMEDIO	203	270	291	333	243	246				469	533	624
	220	306	336	357	334	279	411	453	637	501	576	731
	242	281	324	352	307	231			621	527	554	661
28	224	293	320	344	325	269				535	554	669
PROMEDIO	229	293	327	351	322	280	411	453	629	521	561	687
										549	637	733
56										596	622	773
PROMEDIO										528	554	776
										557	604	760
	270	328	371	389	354	279	470	563	758	628	598	748
	268	317	394	378	350	301				644	640	775
90										615	578	788
PROMEDIO	269	322	382	383	352	290	470	563	758	629	605	770
119							494	534	756			
MODULO DE ELASTICIDAD [kca/cm²]												
28	290900	323168	325216	312963	316374	305208	306256	320452	338442	264545	255432	292119
90	233944						333503	346694	376174	278690	276590	313487
119							335215	352558	352778			
PROM. [28 días]	313095			311515			321717			270699		
RELACION DE POISSON												
28	0.17	0.2	0.18	0.17	0.17	0.17	0.23	0.19	0.23	0.17	0.19	
CONTRACCIÓN POR SECADO EN VIGAS (E_x 10⁻⁶)												
28 DÍAS	395	235	311.25	338.75	361.25	312.5	235	166.25	245	287.5	310	271.25
6 MESES	565	395	457.5	541.25	577.5	560	483.75	376.25	445	505	522.5	501.25
1 AÑO	627.5	415	467.5	576.25	611.25	560	528.75	411.25	471.25	555	610	577.5
CONTRACCIÓN POR SECADO EN CILINDROS (E_x 10⁻⁶)												
28 DÍAS	233.33	256.67	240	223.33	243.33	230	180	210	323.33	306.67	393.67	486.67
6 MESES	436.67	413.33	403.33	436.67	470	436.67	320	420	466.67	630	716.67	733.33
1 AÑO	523.33	480	446.67	490	563.33	493.33	406.67	513.33	536.67	706.67	816.67	762.3
2 AÑOS		496.67	470	526.67	573.33	533.33	580	640				
3 AÑOS	580	506.67	480	530	596.67	563.33						
4 AÑOS	556.67	533.33	466.67		606.67	573.33						
5 AÑOS			533.33		686.67	686.67						
ULTIMO	553.33	543.33	590	533	706.67	690	596.67	640	553.333	706.67	816.67	762.33
COEFICIENTE DE FLUJO PLÁSTICO												
28 DÍAS	1.178	1.5184	1.4261	1.1806	1.1746	1.297	0.6497	0.6078	0.7186	0.9357	0.6433	0.7996
6 MESES	2.2712	2.7279	2.5223	20.836	2.4167	2.5451	1.2674	0.9853	1	1.7089	1.1232	1.1146
1 AÑO	2.7585	3.2022	2.9666	2.5209	2.8889	3.1278	1.5802	1.2574	0.2694	1.8904	1.2865	1.208
2 AÑOS	3.0593	3.4853	3.2199	2.6849	3.0574	3.3308	1.8342	1.5098	1.5609			
3 AÑOS	3.1449	3.7647	3.4777	2.881	3.377	3.5489						
4 AÑOS	3.5297	3.9301	3.6873		3.6706	3.6504						
5 AÑOS			3.8179		3.7421	3.7444						
ULTIMO	3.4915	3.9743	3.8591		3.8373	3.8271	1.8663	1.5123	1.6627	1.8904	1.2865	1.208
Ultimo (AÑOS)	4.5	4.5	5.8	3.03	5.8	5.8	2.33	2.15	1.42	1	1	1

FIG.4.2 DESARROLLO DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE CONCRETOS CON GRAVA CALIZA Y ARENA CALIZA SIN LAVAR

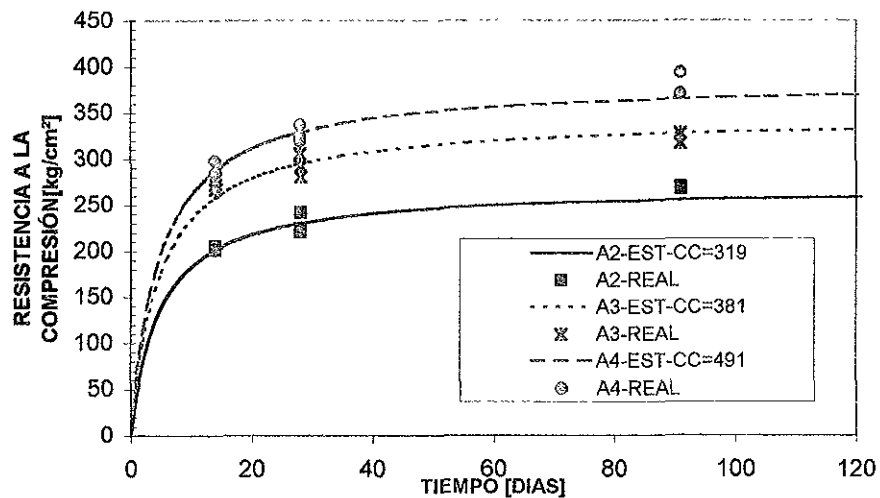


FIG.4.3 DESARROLLO DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE CONCRETOS CON GRAVA CALIZA Y ARENA CALIZA LAVADA

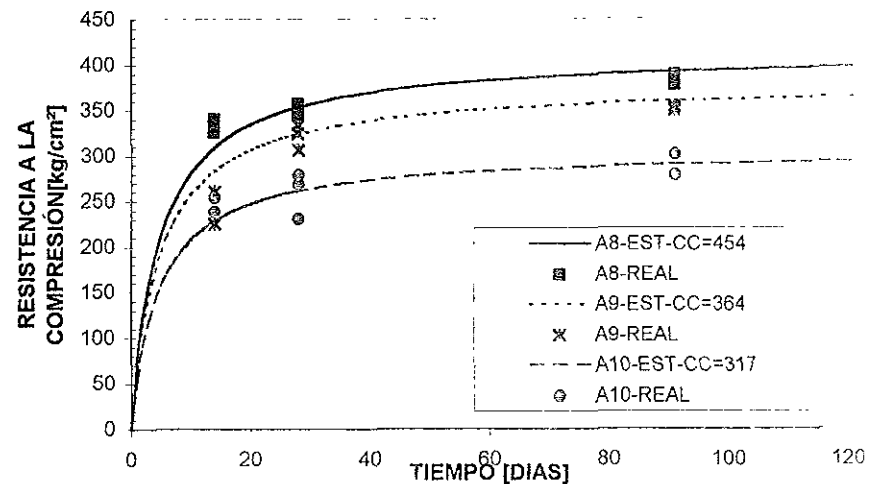


FIG.4.4 DESARROLLO DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE CONCRETOS CON GRAVA CALIZA Y ARENA ANDESITA

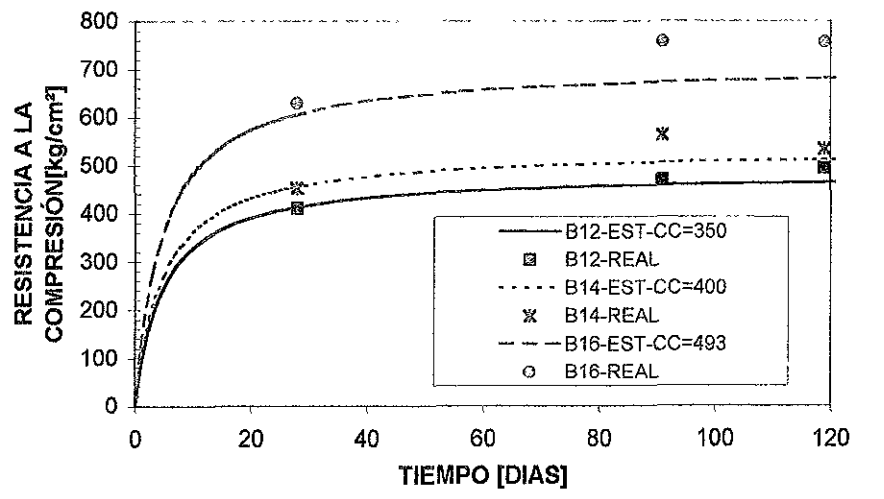
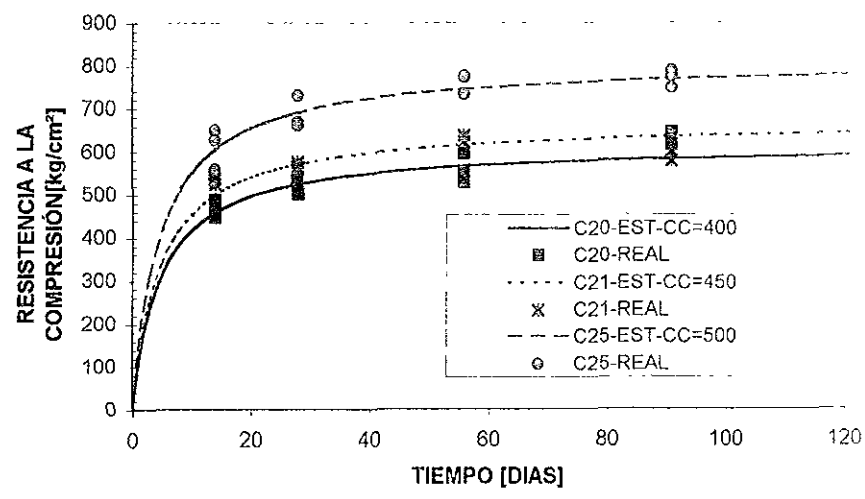


FIG.4.5. DESARROLLO DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE CONCRETOS CON GRAVA BASALTO Y ARENA DE RÍO



IV.A.2. RESISTENCIA A COMPRESIÓN PARA DIFERENTES EDADES DEL CONCRETO

El desarrollo de la resistencia del concreto con el tiempo está presente mientras haya cemento por hidratar, a condición de que el concreto permanezca en condiciones húmedas o tenga una humedad relativa superior a 80% y permanezca favorable la temperatura del concreto.

La relación agua/cemento es el factor más importante en la práctica para estimar la resistencia del concreto compactado (véase capítulo II). Las mezclas con baja relación agua/cemento adquieren mayor resistencia con mayor rapidez que las mezclas con alta relación agua/cemento. La razón es que partículas de cemento en el primer caso están cerca uno de otro y se produce una continuidad del sistema de gel, por ello no es sencillo establecer una extrapolación de la resistencia de 7 días a los 28 días. Las extrapolaciones del ACI y de nuestro estudio están basadas en las resistencias experimentales de 28 días.

En las gráficas 4.2 a 4.5 se muestra el desarrollo de la resistencia a la compresión con el tiempo para los agregados analizados, en ellas podemos observar como la resistencia se incrementa rápidamente para edades tempranas. Una vez que el concreto ha endurecido hasta una determinada edad, la resistencia del concreto progresa muy lentamente, siempre y cuando tenga las condiciones climáticas para hacerlo. La estimación del desarrollo de resistencia a compresión se realizó con el método propuesto por el Comité ACI 209R-92 (ratificada en 1997) para las condiciones de curado y almacenado de nuestros especímenes, y se confronta con los resultados experimentales obtenidos.

IV.A.2.1. ESTIMACIÓN DEL DESARROLLO DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN (MÉTODO ACI 209R92(97))

El Comité ACI 209R92(97) recomienda la siguiente ecuación para predecir la resistencia a la compresión para cualquier tiempo:

$$(f'_c)_t = \frac{t}{a + \beta t} (f'_c)_{28} \quad [4.1]$$

donde a en días y β son constantes, $(f'_c)_{28}$ es la resistencia a la compresión a los 28 días de colado, $(f'_c)_t$ es la resistencia a la compresión en el tiempo t (edad del concreto en días).

Los rangos de a y β para concretos de peso normal, de arena ligera y ligeros (usando curado húmedo o de vapor, y tipos I y III de cemento Portland) son: $0.05 < a < 9.25$ y $0.67 < \beta < 0.98$. Las constantes a y β son funciones del tipo de cemento y tipo de curado empleado.

TABLA.4.3. VARIACIÓN DE LA RESITENCIA A COMPRESIÓN PARA VARIOS AGREGADOS (PORCENTUAL)*

	Grava basalto y arena de río	Grava caliza y arena andesita	Grava caliza y arena caliza lavada	Grava caliza y arena caliza sin lavar
Grava basalto y arena de río				
Grava caliza y arena andesita	13 %			
Grava caliza y arena lavada	55 %	41 %		
Grava caliza y arena caliza sin lavar	89 %	73 %	13 %	

* Porcentajes obtenidos con las mezclas aquí analizadas y con respecto a la combinación de agregado que genera menor resistencia para un mismo o similar consumo de cemento y una relación arena/grava igual. El presente cuadro aunque fue obtenido con valores cuantitativos pretende ser sólo cualitativo. Los valores que genere el cuadro son sólo valores promedio y no fue pensado para hacer predicciones. Por ejemplo, si se obtiene una resistencia a compresión con grava caliza y arena caliza lavada de 300 kg/cm² y se desea un valor indicativo de una mezcla con el mismo consumo de cemento pero con agregado grueso de basalto y fino de río el valor será 300X 1.89 = 567 kg/cm².

El uso de concretos de peso normal, concretos con arena ligera o concretos ligeros al parecer no afecta significativamente a estas constantes. La tabla 4.4 muestra los valores de las constantes a y β y su variación con el tiempo.

TABLA 4.4. VALORES DE LAS CONSTANTES PARA PREDICCIÓN DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN (MÉTODO ACI 209)

Relación del tiempo	Tipo de curado	Tipo de cemento	Constantes a y β	Edad del concreto										Última (en tiempo)
				Días								Años		
				3	7	14	21	28	56	91	1	10		
$(f'_c)_t / (f'_c)_{28}$	Húmedo	I	$a=4.0 \beta=0.85$	0.46	0.70	0.88	0.96	1.0	1.08	1.12	1.16	1.17	1.18	
		III	$a=2.3 \beta=0.92$	0.59	0.80	0.92	0.97	1.0	1.04	1.06	1.08	1.09	1.09	
	Vapor	I	$a=1.0 \beta=0.95$	0.78	0.91	0.98	1.0	1.0	1.03	1.04	1.05	1.05	1.05	
		III	$a=0.7 \beta=0.98$	0.82	0.93	0.97	0.99	1.0	1.0	1.01	1.01	1.02	1.02	

Fuente: Prediction of Creep, Shrinkage and temperature Effects in Concrete Structures (Comité ACI 209).

El tipo de curado empleado en nuestros concretos fue húmedo y se empleo cemento tipo I y tipo VI, el método ACI 209 indica que no es aplicable para concretos masivos o que contienen tipo II, V o cements mezclados tipo VI), por lo que se aplicó el método con reserva, pero al observar el buen comportamiento de la estimación, observamos que su aplicación para nuestras mezclas es viable con las reservas pertinentes. Las ganancias de resistencias de los tipos II, V y VI son más lentas y tal vez continúen por periodos mayores del año para cements. Para la estimación de los concretos con tipo VI de cemento se consideró como cements tipo I, así las constantes para la predicción son $a = 4.0$ y $\beta = 0.85$.

En las gráficas 4.2. a 4.6. se aprecia que para un consumo mayor de cemento hay una resistencia mayor a la compresión, en términos generales esta hipótesis es verdadera, sin embargo, Neville señala que las mezclas con una relación agua/cemento baja o un alto contenido de cemento extremadamente alto (470 a 530 kg/m³) muestran una regresión de resistencia, especialmente cuando se usan agregados de gran tamaño.¹⁸ Puede ser que dicho comportamiento sea causado por los esfuerzos originados por la contracción, cuya restricción por parte de los agregados causa agrietamientos en la pasta de cemento o pérdida de adherencia entre el cemento y el agregado.

El agregado tiene un papel importante en el concreto convencional ($f'_c \leq 400 \text{ kg/cm}^2$) y en el de alta resistencia ($f'_c > 400 \text{ kg/cm}^2$) adquiere mayor relevancia todavía, lo anterior está demostrado por las gráficas 4.6. a 4.10 donde es notable la diferencia del desarrollo de la resistencia a compresión, así como la velocidad de adquisición de ésta para varias combinaciones de agregados con un mismo o similar consumo de cemento. También se observa que para un mismo o similar consumo de cemento las combinaciones de agregados producen de mayor a menor resistencia en el siguiente orden.

DELRANGO 1 (310 < CC < 326): MAYOR RESISTENCIA: GRAVA CALIZA LAVADA Y ARENA CALIZA
MENOR RESISTENCIA: GRAVA CALIZA SIN LAVAR Y ARENA CALIZA

DELRANGO 2 (348 < CC < 366): MAYOR RESISTENCIA: GRAVA CALIZA Y ARENA ANDESITA.
MENOR RESISTENCIA: GRAVA CALIZA LAVADA Y ARENA CALIZA

DELRANGO 3 (380 < CC < 401): MAYOR RESISTENCIA: GRAVA BASALTO Y ARENA DE RIO.
GRAVA CALIZA Y ARENA ANDESITA.
MENOR RESISTENCIA: GRAVA CALIZA Y ARENA CALIZA SIN LAVAR

¹⁸ Tecnología del Concreto. A.M. Neville. Cap. Resistencia del concreto.p.100,

DELRANGO 4 (440 < CC < 460): MAYOR RESISTENCIA: GRAVA BASALTO Y ARENA DE RIO.
MENOR RESISTENCIA: GRAVA CALIZA Y ARENA CALIZA LAVADA

DELRANGO 5 (481 < CC < 505): MAYOR RESISTENCIA: GRAVA BASALTO Y ARENA DE RIO.
GRAVA CALIZA Y ARENA ANDESITA.
MENOR RESISTENCIA: GRAVA CALIZA SIN LAVAR Y ARENA CALIZA

En resumen, los agregados presentan un mejor desarrollo de resistencia a compresión en el siguiente orden (de mayor a menor resistencia):

1. GRAVA BASALTO Y ARENA DE RIO.
2. GRAVA CALIZA Y ARENA ANDESITA.
3. GRAVA CALIZA LAVADA Y ARENA CALIZA
4. GRAVA CALIZA Y ARENA CALIZA SIN LAVAR

Se aprecia la diferencia en el desarrollo de la resistencia para dos concretos elaborados con grava caliza, pero diferentes arenas, el primero con arena caliza y el segundo con arena andesita, presentando mayor resistencia el concreto con arena andesita. Cabe señalar que el primer concreto tiene un concreto tipo VI y el segundo tipo I, por lo que la diferencia del desarrollo de resistencia se debe entonces a estas dos variables: tipo de cemento y arena. Estudios previos han señalado que el cemento tipo VI - puzolánico en la fabricación de concretos en este estudio no difieren sustancialmente en el desarrollo de la resistencia a compresión de un cemento Portland tipo I, de modo que la comparación de las propiedades mecánicas a edades iguales se puede considerar válida.¹⁹

Hay un factor adicional que influye en la resistencia del concreto y que está ligado con las condiciones de carga o de servicio: el esfuerzo al cual se encuentra trabajando el concreto. La resistencia del concreto se mejora bajo una carga sostenida moderada, dicho incremento posiblemente se deba a la densificación del concreto causada por el bajo nivel de esfuerzos iniciales, algo similar a lo que sucede en las cargas cíclicas, un concreto sometido a cargas cíclicas por debajo de los límites de fatiga mostrará cuando se cargue más allá del límite, mayor resistencia la fatiga que un concreto que nunca ha soportado ciclos iniciales.

Esta propiedad es similar al endurecimiento por deformación que presentan los metales y tiene un especial interés porque el concreto sujeto a cargas estáticas suaviza la deformación del material en lugar de endurecerla.

Con el fin de conocer el comportamiento del concreto bajo carga sostenida por un período de tiempo se ensayaron especímenes que se encontraban sometidos a una carga sostenida del orden del 40% de su resistencia a la compresión de 28 días. Se ensayaron 3 mezclas de concretos, dos de grava y arena caliza y uno de grava caliza y arena andesita, con una edad de 5 años, 9 meses y de 2 años, 9 meses respectivamente.

Los resultados de estas ensayos se presentan en la fig.4.13. Se ensayó tanto resistencia a la compresión como módulo de elasticidad, de tales resultados podemos concluir que se obtienen mayores resistencias en los especímenes que soportan mayor carga.

¹⁹ Concretos Fabricados con Arenas y Gravas Calizas Disponibles en el D.F. C.J. Mendoza, A.L. Fuentes, y C. Carmona.

		27/ABRIL/95	2/MAYO/95		8/JUNIO/98		
		CONTRACCIÓN POR SECADO	FLUJO PLÁSTICO	CONTRACCIÓN POR SECADO	FLUJO PLÁSTICO	CONTRACCIÓN POR SECADO	FLUJO PLÁSTICO
E y f _c en [kg/cm ²]							
1 2 3 4	COMPRESIÓN	C - 6 f _c =277	C - 3 f _c =295	C-5-6 f _c =311	C - 1 f _c =301	C -3-5 f _c =652	C - 1 f _c =669
	MODULO		C - 4 E= 215,538		C - 2 E= 170,315		C - 2 E= 282,521
	COMPRESIÓN		C - 3 f _c =295		C - 3 f _c =302		C - 3 f _c =651
	MODULO	C - 7 E = 117,155	C - 2 E= 233944	C -5-6 E = 213,882	C - 4 E= 200,678	C - 6 E = 237,095	C - 4 E= 302,888
ENSAYE A LA EDAD DE :		T= 2112 DIAS		T= 2107 DIAS		T= 962 DIAS	
RESISTENCIA A COMPRESIÓN		(5AÑOS, 9 MESES)		(5AÑOS, 9 MESES)		(2AÑOS, 7 MESES)	
Y MODULO DE ELASTICIDAD							

FIG.4.13. RESULTADOS DE ESPECÍMENES DESCARGADOS DEL MARCO DE FLUJO PLÁSTICO

IV.A.3. MÓDULO DE ELASTICIDAD

IV.A.3.1. RELACIÓN ESFUERZO-DEFORMACIÓN: CONCEPTO DE MÓDULO DE ELASTICIDAD

La relación esfuerzo-deformación permite el desarrollo de los términos y procedimientos de análisis y diseño de estructuras de concreto, es también necesaria para el cálculo de la deformación y la deflexión de miembros estructurales.

Además con la pendiente de la curva esfuerzo-deformación se determina el módulo de elasticidad, que indica el límite elástico de un concreto. En la curva encontramos tres módulos de elasticidad, el módulo tangente inicial que se determina con la tangente de la curva en el origen, el módulo tangente que se obtiene con la tangente en cualquier punto de la curva, pero se restringe a cambios pequeños de la carga por encima o por abajo del esfuerzo en el cual se considera el módulo tangente, y el módulo secante de elasticidad del concreto que se determina con la pendiente de la línea recta que une al origen con un esfuerzo dado (aproximadamente $0.4f_c$). *"Este valor llamado en el cálculo de diseño módulo de elasticidad satisface la suposición práctica que las deformaciones que ocurren durante la carga pueden considerarse básicamente elásticas (completamente recuperables en la descarga) y que cualquier deformación posterior debida a la carga se considera flujo plástico."*²⁰

A causa de que la curva esfuerzo-deformación es curvilínea a edades tempranas de su historia de carga, el módulo de elasticidad se aplica únicamente a la tangente de la curva en el origen.

La primera parte de la curva, hasta 40% de la resistencia a compresión f_c puede considerarse lineal en la práctica para todos los casos. Después de aproximadamente 70% del esfuerzo de falla, el material pierde una parte importante de rigidez, así que aumenta la curvatura del diagrama. En la literatura referente al módulo de elasticidad se aceptan los siguientes puntos:

1. El nivel de formación varía en función del nivel de resistencia del concreto: a mayor resistencia menor deformación final.
2. La longitud de la parte relativamente lineal inicial se incrementa con el aumento en la resistencia a la compresión del concreto.
3. Existe una reducción aparente en la ductilidad con la resistencia incrementada.²¹
4. Mientras más resistente sea un concreto, mayor será su módulo secante.
5. Conforme aumenta la proporción de agregados (y se reduce la pasta) el concreto es menos deformable. Esto se puede emplear cuando se quiere aumentar el módulo de elasticidad y reducir la relación de Poisson del concreto.
6. La relación entre el módulo de elasticidad y la resistencia depende de las proporciones de la mezcla (ya que normalmente los agregados tienen un módulo mayor al de la pasta de cemento) y de la edad del espécimen (a edades posteriores el módulo aumenta con más rapidez que la resistencia).
7. El módulo de elasticidad de un material es función de la deformabilidad de sus materiales constituyentes, de la estructura del material, principalmente de su porosidad y absorción.
8. La relación esfuerzo deformación es función del tiempo.

La no linealidad en el concreto en esfuerzos usuales es debida primordialmente al flujo plástico, ocasionando que la diferenciación entre deformación elástica y flujo plástico (fluencia) resulte difícil.

²⁰ Concreto Reforzado, un enfoque básico, Edward G. Navy.p.50.1988.

²¹ Ibid.

En la práctica se considera la deformación elástica a la resultante de la aplicación del esfuerzo de diseño (esfuerzo elástico inicial) y al subsecuente incremento de deformación debido a un esfuerzo de diseño constante se le considera como flujo plástico. Lo anterior describe el módulo secante, que depende del nivel de esfuerzos y de su grado de aplicación por lo que es necesario indicar el esfuerzo y el tiempo tomado para su aplicación. El módulo determinado por estos métodos se denomina módulo estático, porque se determina de una relación experimental esfuerzo - deformación.

Necesitamos clasificar el comportamiento elástico del concreto, dentro de los distintos tipos de conducta elástica de los materiales. La elasticidad pura se caracteriza por que la deformación aparece y desaparecerá conforme el esfuerzo esté presente (fig.4.14 caso a). A continuación se presentan las diferentes curvas esfuerzo - deformación que presentan algunos materiales. La cuarta categoría fig.4.14 (caso d), es el comportamiento típico del concreto en compresión o en tensión cargado con altos y bajos esfuerzos.

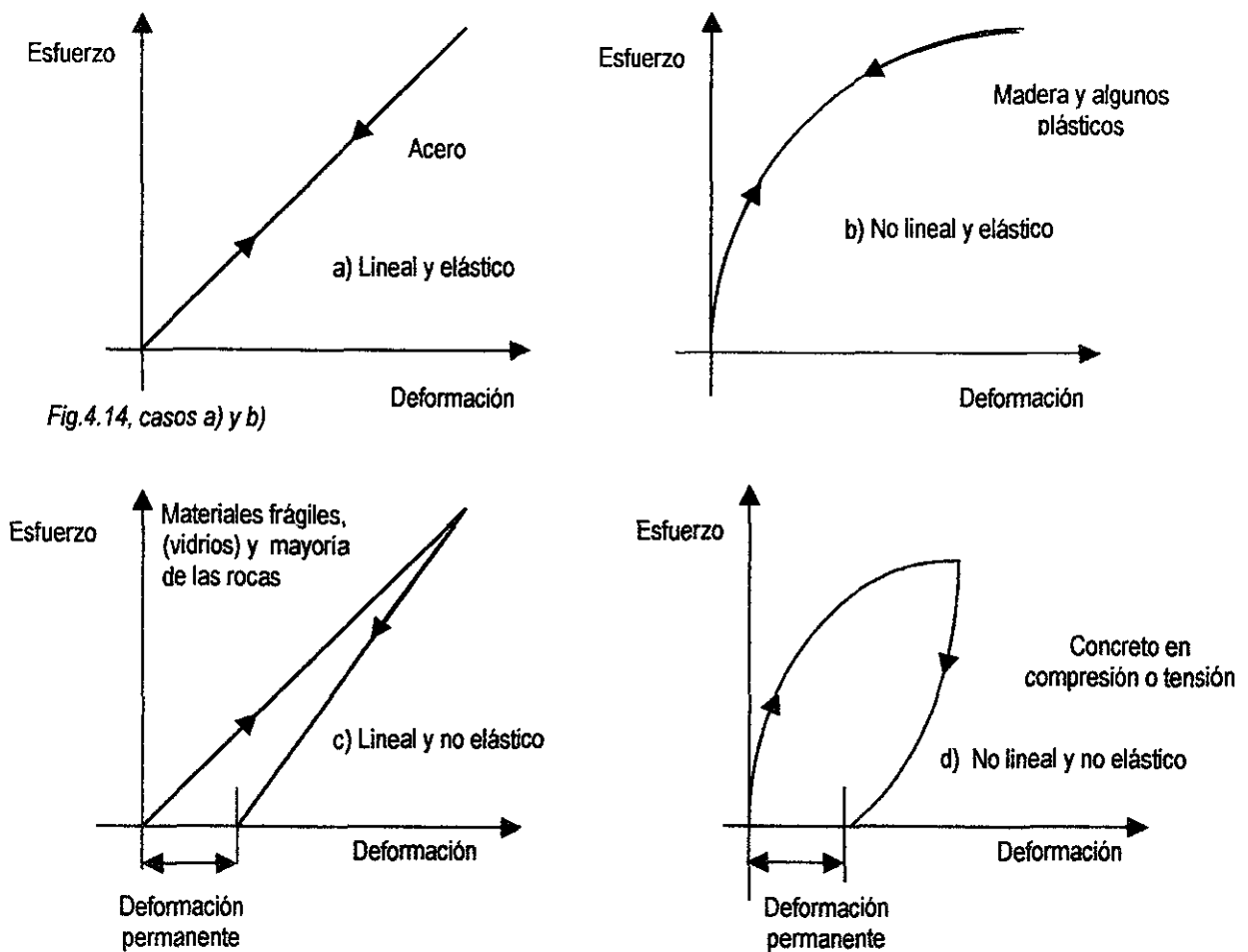


Fig.4.14, casos a) y b)

Fig.4.14, casos c) y d)

Fig.4.14 Curvas esfuerzo deformación para diversos materiales

IV.A.3.2. MICROAGRIETAMIENTO Y RELACION ESFUERZO - DEFORMACION

Existen grietas de adherencia muy finas en la superficie de contacto entre el agregado burdo y la pasta de cemento hidratada, incluso previas a la aplicación de una carga. Tal microagrietamiento resulta de los cambios diferenciales de volumen entre la pasta de cemento y el agregado, es decir, se originan por las diferencias del comportamiento de las relaciones esfuerzo - deformación entre ambos materiales y de los cambios térmicos y de humedad. Estas grietas permanecen estables y no crecen bajo un esfuerzo de hasta 30% de la resistencia última del concreto (Fig.4.15).

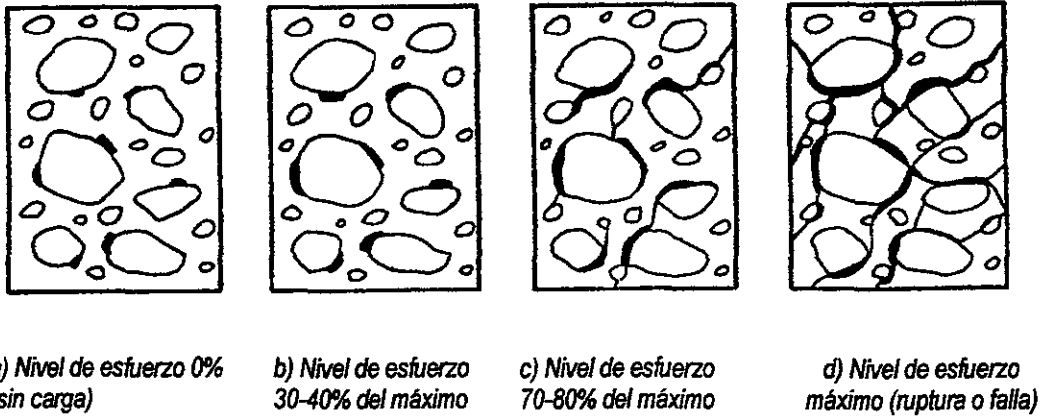


Fig.4.15 Proceso evolutivo del agrietamiento del concreto durante el ensayo de ruptura compresión (Adaptado del Manual de Tecnología del Concreto, Sección III).

Las relaciones esfuerzo - deformación tanto de la pasta de cemento y del agregado son lineales, en tanto la del concreto, producto resultante de las dos primeras, tiene una relación curvilínea para esfuerzos más altos (Fig. 4.16), éste peculiar fenómeno se explica por el desarrollo de grietas de adherencia de las superficies de contacto, causados por los microagrietamientos producidos a esfuerzos arriba del 30% de la resistencia última, en éste punto las microgrietas empiezan a aumentar en longitud, ancho y número.

Por consecuencia la deformación se incrementa más rápidamente que el esfuerzo. Ésta es la etapa de propagación lenta de microgrietas, que probablemente sean estables bajo carga sostenida (aunque por períodos largos la deformación se incrementa por el flujo plástico). La fig. 4.15. muestra las grietas de un concreto sometido a varios niveles de esfuerzos. El desarrollo de microgrietas contribuye junto con el flujo plástico, en la habilidad del concreto de redistribuir esfuerzos locales altos hacia zonas de esfuerzos más bajas y así evitar una falla local temprana.

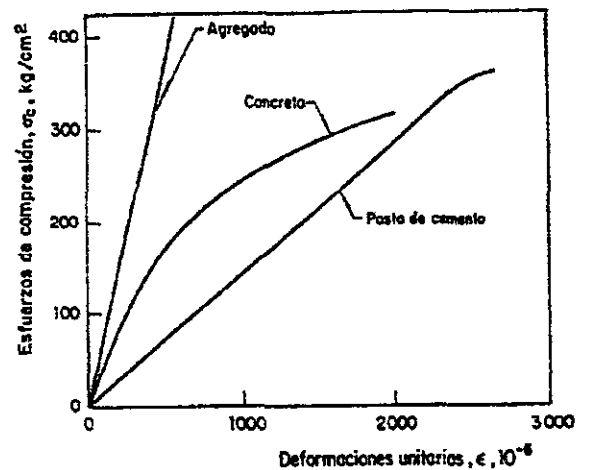


Fig.4.16 Curvas esfuerzo - deformación para concreto, pasta de cemento y agregado.

IV.A.3.2. FACTORES QUE INFLUYEN EN EL MÓDULO DE ELASTICIDAD:

Los factores que afectan al módulo de elasticidad son: relación agua/cemento, estado de humedad, grado de compactación del concreto, edad de la pasta y características de los agregados. La condición de humedad es un factor que influye en el módulo de elasticidad, una mezcla húmeda tiene un módulo mayor del orden del 3% que una seca (al contrario de lo que sucede con la resistencia a compresión).

La relación agua/cemento de la pasta y su edad "determinan la resistencia a compresión en el momento de su ensaye, por lo cual su influencia en el módulo de elasticidad puede considerarse agrupada al examinar la relación que normalmente se manifiesta en la resistencia a compresión y el módulo de elasticidad del concreto."²²

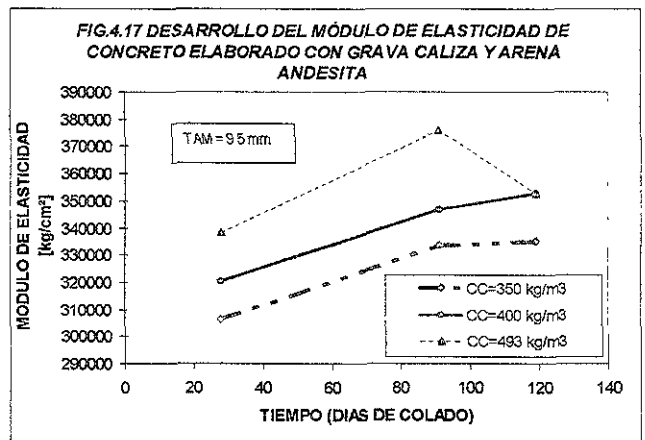
Las propiedades del agregado influyen en el módulo, tal influencia proviene del valor del módulo del propio agregado y de su proporción volumétrica. A medida que sea mayor el módulo del agregado será mayor el módulo del concreto, adicionalmente el agregado normalmente tiene mayor módulo que la pasta de cemento, de modo que a mayor volumen de agregado mayor módulo del concreto. La forma de las partículas y las características del agregado grueso pueden afectar al módulo de elasticidad y a la curvatura de la relación esfuerzo - deformación. Al emplear agregados de buena calidad se ha notado que el módulo de elasticidad se incrementa al aumentar la resistencia a compresión.

La relación módulo de elasticidad del concreto y resistencia compresiva es función del tiempo, ambos factores se incrementan con la edad pero el módulo lo hace a mayor rapidez. Esta relación también depende de las proporciones de la mezcla. El desarrollo del módulo de elasticidad de las mezclas de concreto analizadas con agregado grueso calizo y fino de andesita se observa en la fig.4.17.

IV.A.3.3. DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD

La deformación del concreto se determina experimentalmente con especímenes representativos ensayados con pruebas normalizadas, el procedimiento usual es ensayar especímenes cilíndricos a compresión de acuerdo con los procedimientos de la norma ASTM C 469. Bajo una velocidad constante de aplicación de esfuerzos de $2.5 \pm 0.4 \text{ kg/cm}^2/\text{s}$, hasta alcanzar un esfuerzo de mínimo del 40% del esfuerzo de ruptura del concreto ensayado y aplicando 5 precargas al espécimen.

En el ensaye de especímenes sometidos a cargas de compresión axial de corta duración se acostumbra medir las deformaciones en dirección longitudinal y transversal. Para calcular el módulo de elasticidad, que se identifica con la pendiente de la curva esfuerzo - deformación en su tramo inicial y en un determinado intervalo de esfuerzos, se utilizan las deformaciones longitudinales que son las correspondientes a la dirección en que se aplica la carga.



²² Manual de Tecnología del Concreto, Sección 3, p.92.

Para calcular la relación de Poisson se emplean las deformaciones transversales a la carga, y se determina como el cociente de la deformación transversal entre la deformación longitudinal en el mismo intervalo de esfuerzos. La relación de Poisson representa la proporción en que el concreto se deforma transversalmente a la carga respecto a lo que se deforma en la dirección de ésta.

Una vez determinada la relación esfuerzo - deformación con un deformímetro electrónico y una máquina universal se aplica el criterio de la norma ASTM C 469. El criterio de cálculo consiste en definir dos puntos A y B sobre la curva esfuerzo-deformación unitaria del concreto ensayado para calcular la pendiente de la cuerda AB, que no es otra cosa que el módulo secante de elasticidad. Para el punto 'A' se tienen las coordenadas (ϵ_A, σ_A) , la deformación ϵ_A es fija e igual a 50×10^{-6} [mm/mm] y la ordenada σ_A se determina a partir de esta deformación unitaria en la curva. El punto 'B' (ϵ_B, σ_B) , tiene la ordenada fija e igual al 40% del esfuerzo de ruptura del concreto ensayado y una abscisa determinada a partir de dicho esfuerzo y con la ayuda de la curva. La ecuación siguiente muestra el cálculo del módulo, con ésta se determinó experimentalmente el módulo de los concretos analizados en el presente proyecto.

$$E_c = \frac{(0.4\sigma_R) - \sigma_A}{\epsilon_B - (50 \times 10^{-6})} \quad [4.2]$$

Donde σ_R = Esfuerzo de ruptura del concreto [kg/cm²]

σ_A = Esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria de 50×10^{-6} .

ϵ_B = Deformación unitaria correspondiente al 40% del esfuerzo de ruptura del concreto.

ϵ_A = Deformación unitaria de 50 millonésimas (50×10^{-6}).

E_c = Módulo de elasticidad [kg/cm²]

El valor del módulo secante de elasticidad determinado para cada mezcla de concreto de nuestra investigación se presenta en la tabla 4.2.

IV.A.3.4. DETERMINACIÓN TEÓRICA DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD

Para fines de diseño se puede determinar el módulo de elasticidad mediante el ensaye del concreto de uso previsto o con relaciones que lo asocian a la resistencia a la compresión. El valor del módulo de elasticidad para concretos de peso normal oscila entre 140,600 y 422,000 kg/cm², y se puede estimar con las siguientes fórmulas sugeridas:

El reglamento del ACI 318 recomienda la siguiente ecuación, aplicable para concretos con peso unitario que oscila entre 1.5 y 2.5 t/m³ (90 y 155 lb/ft³).

$$E_c = 0.1363 W_c^{1.5} \sqrt{f'c} \quad [t/m^3] \quad [4.3]$$

$$E_c = 33 W_c^{1.5} \sqrt{f'c} \quad [lb/ft^3] \quad [4.4]$$

W_c = Peso unitario del concreto endurecido.

También recomienda la siguiente ecuación el Comité ACI 318, sección 8.5.²³

$$E = 15,100 \sqrt{f'c} \quad [4.5]$$

²³ Diseño y Control de mezclas. S.H. Kostmatka & W. Panarese. p.6.

El comité ACI 363 (Concretos de alta resistencia) señala que la expresión anterior sobrestima el valor del módulo elástico para concretos con resistencias mayores a 400 kg/cm², y propone la expresión siguiente, aplicable sólo a concretos de peso normal (2.2 < W_c < 2.5 t/m³) y para concretos con resistencia a compresión entre 200 y 850 kg/cm².

$$E_c = 10615\sqrt{f'_c} + 70423 \quad E_c \text{ y } f'_c \text{ en [kg/cm}^2\text{]} \quad [4.6]$$

El *Reglamento de Construcciones del Distrito federal (RCDF)* señala las siguientes expresiones de acuerdo al tipo de concreto. El concreto clase 1 es aquel que tiene un peso volumétrico fresco mayor de 2.2 t/m³ y normalmente elaborado con gravas trituradas de buena calidad, y el concreto clase 2 es aquel con peso volumétrico entre 1.9 y 2.2 t/m³ y en el que frecuentemente se emplean gravas naturales de origen piroclástico de inferior calidad.

$$E_c = 14000\sqrt{f'_c} \quad \text{Concreto clase 1. } E_c \text{ y } f'_c \text{ en [kg/cm}^2\text{]} \quad [4.7]$$

$$E_c = 8000\sqrt{f'_c} \quad \text{Concreto clase 2. } E_c \text{ y } f'_c \text{ en [kg/cm}^2\text{]} \quad [4.8]$$

Las relaciones módulo de elasticidad-resistencia a la compresión del RCDF, ACI 318 y ACI 363 se muestran en la figura 4.18. Estas relaciones son válidas en términos generales, pues debido a los factores de humedad, grado de compactación del concreto y tipo de agregado se pueden tener diferencias entre los valores reales y estimados. La mejor manera de determinar el módulo de elasticidad de un concreto es ensayarlo; las estimaciones teóricas son estupendas generalizaciones que no necesariamente se adaptan a condiciones particulares, sin embargo, para cuestiones de diseño y cuando no se tienen valores reales del concreto utilizado o a utilizar constituyen una magnífica ayuda de diseño.

La relación resistencia a la compresión/módulo de elasticidad determinada para nuestros materiales se indica en la tabla 4.5 y está graficada en la fig. 4.19.

TABLA 4.5. RELACIÓN RESISTENCIA A COMPRESIÓN / MÓDULO DE ELASTICIDAD PARA LOS AGREGADOS INVESTIGADOS	
Agregado empleado en el concreto	Relación resistencia a compresión - módulo de elasticidad. [28 días]
Grava Caliza y arena caliza sin lavar	$E_c = 18010\sqrt{f'_c}$ [4.9]
Grava Caliza y arena caliza lavada	$E_c = 17663\sqrt{f'_c}$ [4.10]
Grava Caliza y arena andesita	$E_c = 14597\sqrt{f'_c}$ [4.11]
Grava basalto y arena de río	$E_c = 11071\sqrt{f'_c}$ [4.12]
Para todos los agregados empleados	$E_c = 15060\sqrt{f'_c}$ [4.13]

Con todo lo anterior se hace patente la importancia del agregado en el concreto para sus propiedades de resistencia y en el módulo de elasticidad. Por lo que el agregado se convierte en una variable importante para optimizar el consumo de cemento.

FIG.4.18 INFLUENCIA DEL AGREGADO EN LA ESTIMACION DEL MODULO ELASTICO EN FUNCION DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESION [28 DIAS]

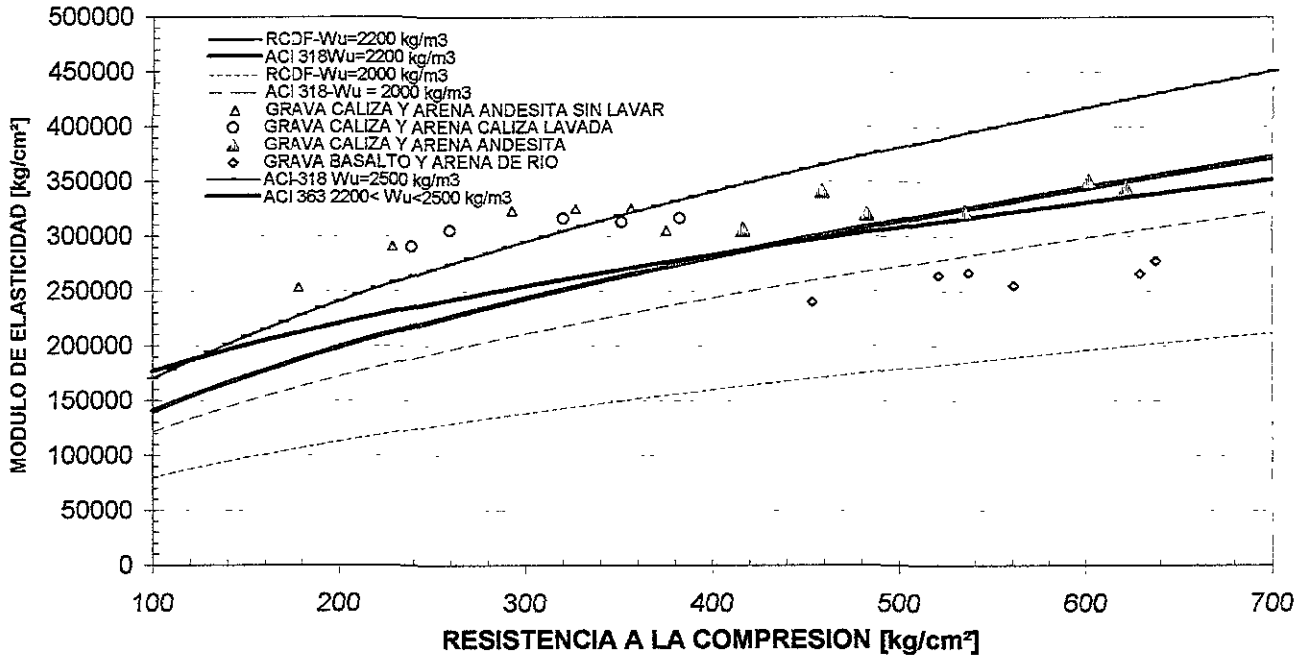
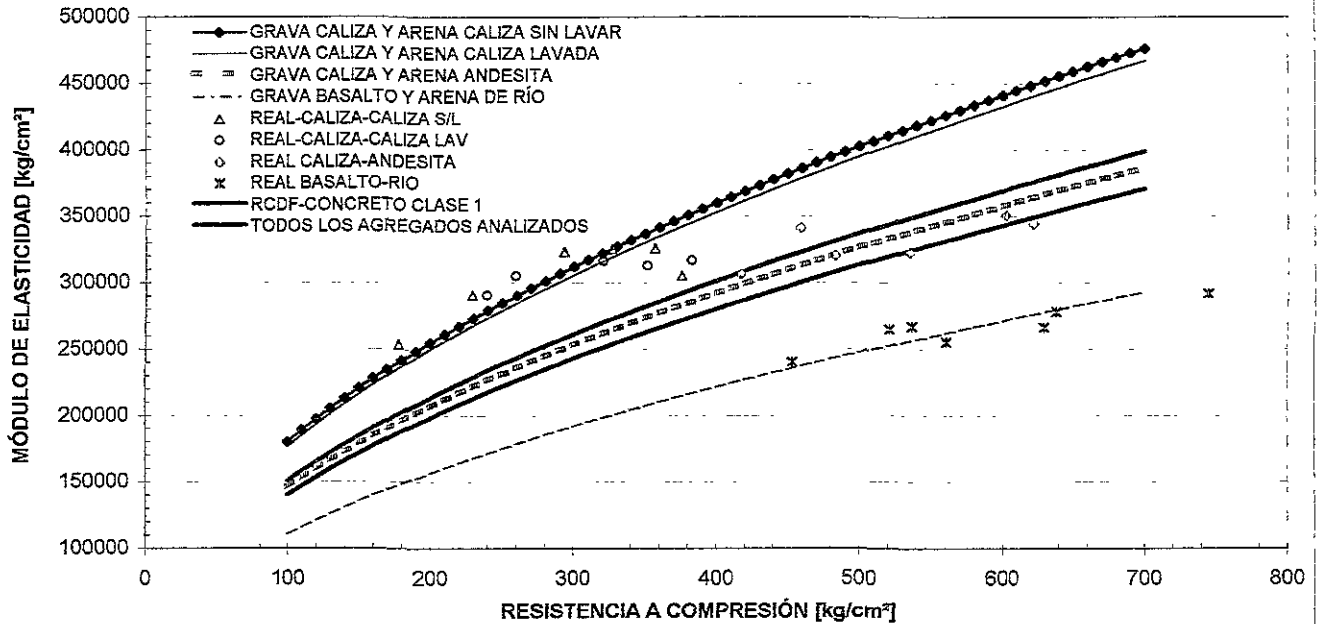


FIG.4.19 RELACIÓN RESISTENCIA A COMPRESIÓN- MÓDULO DE ELASTICIDAD PARA VARIOS AGREGADOS [28 DÍAS]



IV.B. FLUJO PLÁSTICO

IV.B.1. CONCEPTO, ANALISIS E IMPORTANCIA DEL FLUJO PLÁSTICO

Las propiedades del flujo plástico se observan en varios materiales: concreto, asfalto, plásticos (especialmente termoplásticos), metales, minerales, piedras naturales (rocas, pero sólo a altos esfuerzos) o artificiales e incluso hielo. Obviamente los mecanismos físicos del flujo plástico son completamente diferentes en cada material.

Como la mayoría de los materiales estructurales el concreto se comporta elásticamente al aplicarle una carga por primera vez, pero ante una carga ininterrumpida o constante el concreto presenta flujo plástico.

El flujo plástico, llamado también deformación diferida, deformación plástica o fluencia, es el incremento de deformación del concreto debido a una carga sostenida respecto al tiempo, es decir, es el incremento de la deformación bajo un esfuerzo constante e ininterrumpido; incluye las deformaciones vinculadas con el esfuerzo y excluye las causadas por contracción por secado, deformaciones térmicas y de inflamiento, por ello el flujo plástico se considera a partir de la deformación elástica inicial generada por el módulo de elasticidad a la edad de carga. El flujo plástico se presenta aun en presencia de esfuerzos muy bajos y en condiciones de temperatura y humedad normales, o incluso a muy bajos esfuerzos y altas temperaturas, en ambos casos la falla se presenta y ésta depende del tiempo. La curva 4.20 muestra la definición y la evolución del flujo plástico²⁴.

En el presente capítulo nos dedicaremos a analizar el comportamiento del flujo plástico en el concreto, y a analizar diferentes métodos para su predicción.

Físicamente la deformación se refiere al cambio de dimensiones y forma que presenta un cuerpo debido a la aplicación de fuerzas que actúan en él. En el concreto endurecido se presentan cambios de forma y dimensiones originados fundamentalmente por dos condiciones diferentes:

1. Las deformaciones producto de fuerzas que actúan externamente (cargas y sollicitaciones).
2. Las deformaciones originadas por fuerzas internas, causadas a su vez éstas últimas por causas extrínsecas, como condiciones ambientales, o intrínsecas, como reacciones químicas internas.

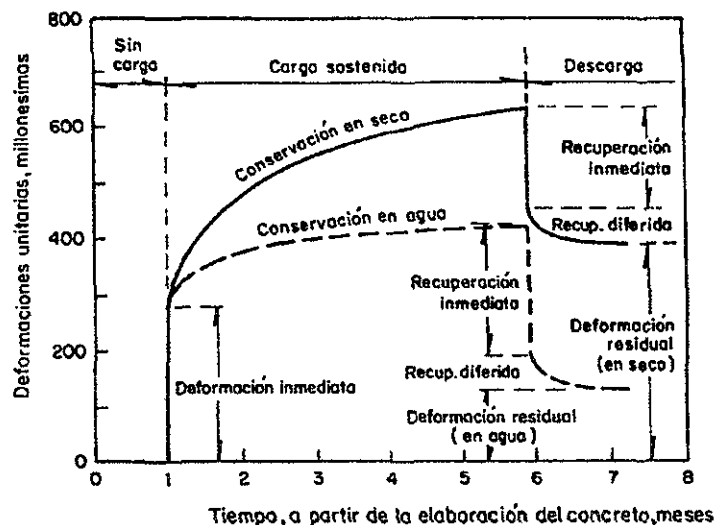


Fig.4.20 Definición y evolución del flujo plástico (deformación del concreto bajo carga sostenida), para un concreto expuesto a secado e inmerso en agua (adaptado del Manual de Tecnología de Concreto, CFE-II).

²⁴ El flujo plástico lo estudiaremos para esfuerzos menores del valor del umbral de fatiga estática o en caso de carga cíclica, cuando ocurra la fatiga.

Para identificar y distinguir el origen de las deformaciones, normalmente se consideran propiamente *deformaciones* a las causadas como resultado de las cargas y sollicitaciones, en tanto que los cambios de forma y dimensiones propiciados por fuerzas internas de distinto origen se clasifican como *cambios volumétricos*, también se pueden clasificar como deformaciones de origen estructural y no estructural respectivamente.

Obviamente las deformaciones se incrementan al aumentar el esfuerzo aplicado y/o el tiempo que dura su aplicación. El tiempo de aplicación de la carga es un factor importante para las deformaciones de origen estructural porque las manifestaciones y consecuencias de las estructuras dependen de su duración. Por tal motivo se clasifican las condiciones de carga en función del tiempo como cargas de corta duración o momentáneas y de larga duración o sostenidas.

El concreto presenta una deformación inmediata o inicial ϵ_i y otra diferida (flujo plástico), ϵ_d . La deformación inicial debida a la carga que soporta el concreto es la deformación elástica y depende fundamentalmente de la proporción del esfuerzo aplicado, ya que tiene pocos efectos dependientes del tiempo, mientras que la deformación adicional causada por la misma carga es la deformación por flujo plástico y depende de la proporción del esfuerzo aplicado y del tiempo de aplicación del esfuerzo, de modo que para evaluar la deformación del concreto bajo carga sostenida se debe considerar el tiempo que dura la aplicación de la carga y deslindar las deformaciones no estructurales, como la contracción por secado, que es una deformación autógena que todo concreto presenta ante la progresiva pérdida de humedad²⁵.

La deformación total de un concreto se debe entonces a la deformación elástica, al flujo plástico y a la contracción, como lo indica ecuación 4.14.

Deformación total (ϵ_T) = Deformación elástica (ϵ_E) + Flujo plástico (ϵ_{FP}) + Contracción (ϵ_c) [4.14]

El flujo plástico no puede observarse en forma directa y sólo se puede determinar restando la deformación elástica y la deformación por contracción por secado a la deformación total.

Las deformaciones unitarias de un concreto bajo carga evolucionan al mantener el esfuerzo aplicado constante a distintos niveles, que corresponden a un cierto porcentaje del esfuerzo de ruptura como se muestra en la fig.4.21.

La proporción o relación que guarda el esfuerzo aplicado con el esfuerzo de ruptura dicta el comportamiento futuro del concreto. Por ejemplo, un concreto que tiene un nivel mayor del 75% (N-6, N-7) del esfuerzo de ruptura falla en un tiempo cada vez menor a medida que el esfuerzo sostenido es mayor.

Lo que se debe en parte a que la tasa de crecimiento y propagación de grietas a la pasta de cemento se incrementa para éste nivel de esfuerzos, aun si se mantiene constante este último la propagación de grietas continua y produce la falla del concreto.

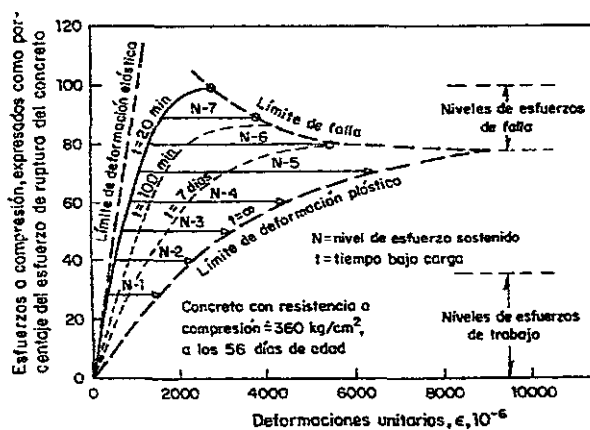


Fig.4.21 Evolución de deformaciones unitarias del concreto para diferentes niveles de esfuerzo sostenido (adaptado del Manual de Tecnología de Concreto, CFE - II).

²⁵ En la siguiente sección se discutirá ampliamente el fenómeno de contracción por secado.

La fig. 4.22 indica la influencia del crecimiento de grietas en la declinación de la curva esfuerzo-deformación para 4 intervalos del nivel de esfuerzos, que se identifican con cuatro etapas del proceso de propagación y crecimiento de grietas. Para el caso de esfuerzos aproximadamente menores al 75% (N-1 a N-5) del esfuerzo de ruptura, el concreto continua deformándose pero no falla, y las deformaciones van reduciéndose lentamente con el paso del tiempo.

Entonces la velocidad de deformación disminuye conforme el tiempo transcurre, por lo que la curva de flujo plástico tiende a ser horizontal y presenta una tendencia asintótica que permite su predicción, la cual como ya vimos es menor conforme el nivel del esfuerzo sostenido es menor.

En la curva 4.21 se visualiza también que la curva que describe el límite de deformación plástica o flujo plástico tiene una tendencia similar al límite de deformación elástica, ambos límites poseen un tramo recto inicial que normalmente no excede el 40% del esfuerzo de ruptura, por lo que es posible dar a ambas deformaciones el mismo tratamiento en éste intervalo y considerar una proporcionalidad entre ellas y los esfuerzos que las producen. La fig. 4.23 amplifica los tramos rectos iniciales y establece gráficamente algunos conceptos del flujo plástico a utilizar.

Se denomina flujo plástico específico o deformación diferida específica al flujo plástico que se produce por unidad de esfuerzo y coeficiente de flujo plástico al número de veces que el flujo plástico excede a la deformación inmediata.

Bajo condiciones ordinarias se pueden definir características del comportamiento del concreto con carga sostenida y con una descarga posterior. Para analizar mejor este aspecto se ha dividido en fases el proceso de carga y descarga (fig.4.20):

1. Lapso sin carga, el concreto se endurece y adquiere su resistencia mecánica.
2. Aplicación de una carga de compresión (esfuerzo σ_1 dentro del intervalo de esfuerzos de trabajo).
3. Permanencia de la carga aplicada durante un lapso suficiente para que la velocidad de deformación se estabilice (mínimo un año).
4. Remoción de carga y permanencia sin carga durante un período adecuado para la recuperación de deformación.

Los efectos característicos del proceso se infieren de la figura 4.20 y son los siguientes:

1. Al aplicar la carga el concreto manifiesta una deformación inmediata cuya magnitud es proporcional al esfuerzo aplicado e inversamente proporcional al módulo elástico del concreto.

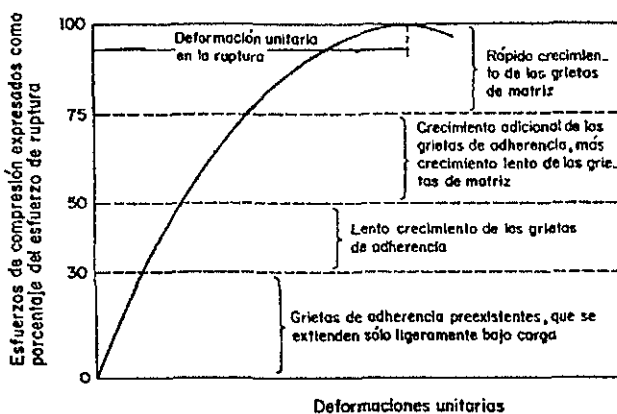


Fig.4.22 Influencia del crecimiento de grietas en la declinación de la curva esfuerzo-deformación unitaria del concreto (adaptado del Manual de Tecnología de Concreto, CFE-II.

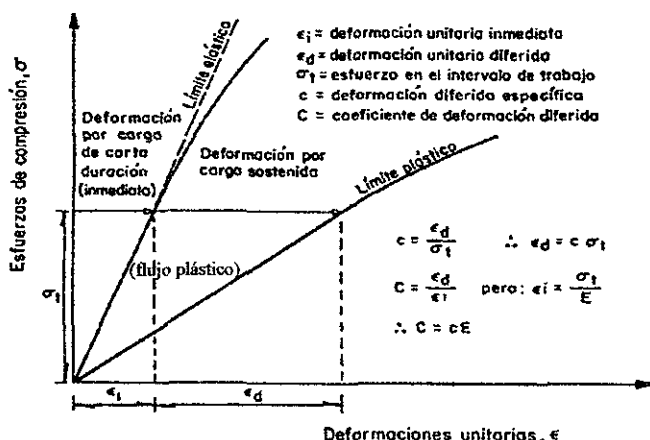


Fig.4.23 Conceptos para tratar el flujo plástico del concreto en el intervalo de esfuerzos de trabajo (adaptado del Manual de Tecnología de Concreto, CFE - II.

2. Mientras el esfuerzo sea constante la deformación continua presentándose progresivamente, implicando una tendencia asintótica al eje de las abscisas. Al transcurrir el tiempo suficiente para que la curva se muestre sensiblemente horizontal, el concreto exhibe un flujo plástico.
3. Si en este punto se retira la carga se presenta una recuperación inmediata y otra recuperación diferida a velocidad decreciente, juntas integran la deformación total recuperada. La magnitud de la recuperación diferida es gradual y su magnitud depende de la edad a la cual se carga el concreto, con concretos más viejos se presentan mayores recuperaciones por flujo plástico, mientras que las deformaciones residuales vienen a ser congeladas en elementos estructurales. Dicha recuperación total suele ser de la misma magnitud que la deformación inmediata producida por la aplicación de la carga, en tanto, el tiempo necesario para que se establezca la recuperación frecuentemente es menor que el tiempo requerido para la estabilización de la deformación. La forma de la curva de recuperación del flujo plástico es similar a la curva del flujo plástico, con la excepción de que la primera se acerca con mayor rapidez a su valor final o máximo (fig.4.20).
4. La recuperación no es total, el concreto mantiene una deformación permanente o residual cuya magnitud es parecida al flujo plástico que produjo la carga sostenida. Así el flujo plástico es un fenómeno parcialmente irreversible (Vid. fig. 4.20). La deformación residual se puede considerar como un flujo plástico irreversible que coopera a la histeresis que ocurre en un ciclo de carga de corto plazo.

Durante el proceso anterior el concreto está influenciado por factores externos e internos, por lo que desarrolla variaciones en sus deformaciones (inicial y flujo plástico).

El flujo plástico del concreto bajo carga sostenida es un proceso largo que puede prolongarse indefinidamente, por lo que se considera que está presente en todo la vida del concreto y en cualquier estructura. Al año la curva ya suele exhibir una tendencia horizontal, a dicha edad el flujo plástico representa del orden del 78% de la que se supone final a más de 30 años, debido a que concretos con dicha edad presentan todavía flujo plástico.

Para que no se crea que el flujo plástico representa sólo una pequeña deformación de poco interés práctico debemos hacer notar que una deformación de flujo plástico típica después de un año de carga es varias veces mayor a la deformación inicial. A continuación en la tabla 4.6 presentamos un ejemplo con valores numéricos de deformaciones debidas a los tres factores mencionados arriba para los valores promedio obtenidos de los especímenes de nuestra investigación y para un espécimen de concreto normal sujeto a 63.3 kg/cm² en compresión:

TABLA 4.6 IMPORTANCIA DEL FLUJO PLÁSTICO EN LA DEFORMACIÓN TOTAL DEL CONCRETO		
<i>Tipo de deformación</i>	<i>Valores promedio obtenidos de nuestra investigación (especímenes sujetos a 0.4f_c)</i>	<i>Especimen de concreto normal sujeto a 900 psi [63.3. kg/cm²] en compresión²⁶</i>
<i>Deformación elástica o inmediata:</i>	$668 \times 10^{-6} \text{ m - m}$	$250 \times 10^{-6} \text{ in - in}$
<i>Deformación por contracción al año ϵ_{SH} =</i>	$562 \times 10^{-6} \text{ m - m}$	$500 \times 10^{-6} \text{ in - in}$
<i>Deformación por flujo plástico al año ϵ_{SH} =</i>	$1296 \times 10^{-6} \text{ m - m}$	$750 \times 10^{-6} \text{ in - in}$
<i>Deformación total al año ϵ_T =</i>	$2526 \times 10^{-6} \text{ m - m}$	$1500 \times 10^{-6} \text{ in - in}$

²⁶ Fuente: Concreto reforzado, un enfoque básico. Edward G. Nawy.

Con estos valores relativos se hace patente que las relaciones esfuerzo-deformación para cargas de corta duración pierden importancia ante las cargas de larga duración por tener un efecto más dominante en el comportamiento de una estructura.

En resumen, la importancia del flujo plástico en el concreto estructural radica principalmente en que la deformación por flujo plástico tiene un orden mayor de magnitud que la deformación elástica. La determinación del flujo plástico es relevante para el cálculo de esfuerzos cuando ocurre la relajación, por ejemplo, para el concreto presforzado, y para el cálculo de deformaciones y deflexiones en miembros estructurales.

IV.B.1.1. ANALISIS SIMULTÁNEO DEL FLUJO PLÁSTICO Y CONTRACCIÓN POR SECADO

La contracción por secado forma parte de las deformaciones no estructurales clasificadas como cambios volumétricos, sin embargo, es un factor activo en las deformaciones globales del concreto en servicio a través del tiempo. La fig.4.24 muestra la evolución de las deformaciones acumuladas (expresadas como contracciones lineales unitarias) que un espécimen de concreto presenta durante tres diferentes condiciones a partir de su fabricación:

1. Condición de precarga (un lapso de curado húmedo y otro de secado al aire).
2. Condición de carga aplicada y sostenida.
3. Condición de retiro de carga y descarga permanente.

Como se ha señalado antes la contracción por secado contribuye a la deformación total, para evaluar las deformaciones por flujo plástico exclusivamente colocamos un espécimen testigo en proceso de secado sin carga y determinamos su contracción por secado y se sustrae su valor de la deformación total del espécimen cargado.

Lo anterior es una simplificación práctica que supone que la contracción por secado y el flujo plástico con independientes y aditivos, pero estos fenómenos no son independientes y a los que se les puede aplicar el principio de superposición, de hecho, la contracción estimula el incremento del flujo plástico. En estructuras verdaderas la contracción y el flujo plástico se presentan simultáneamente, por lo que resulta útil tratarlas al mismo tiempo desde el punto de vista práctico. La contracción por secado tal vez actúe con o en contra del flujo plástico, por ejemplo, en un miembro de concreto presforzado el efecto de ambos fenómenos es en la misma dirección. En la fig.4.25 se ha graficado la evolución de los distintos tipos de deformaciones que se presentan en el concreto bajo carga sostenida, donde se aprecia que la deformación por flujo plástico es mayor en magnitud que la contracción por secado y varias veces mayor a la deformación inicial (deformación elástica).

Es necesario distinguir entre el componente del flujo plástico bajo condiciones de carga sin movimiento de humedad para o desde el medio ambiente, denominado flujo plástico básico y el componente causado por el proceso de secado concurrente, llamado flujo plástico por secado.

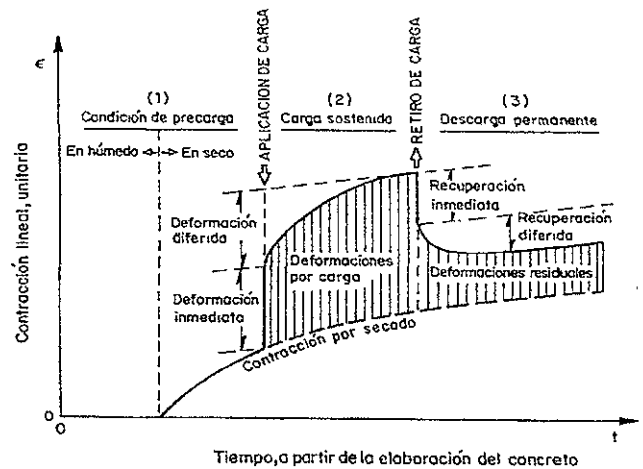
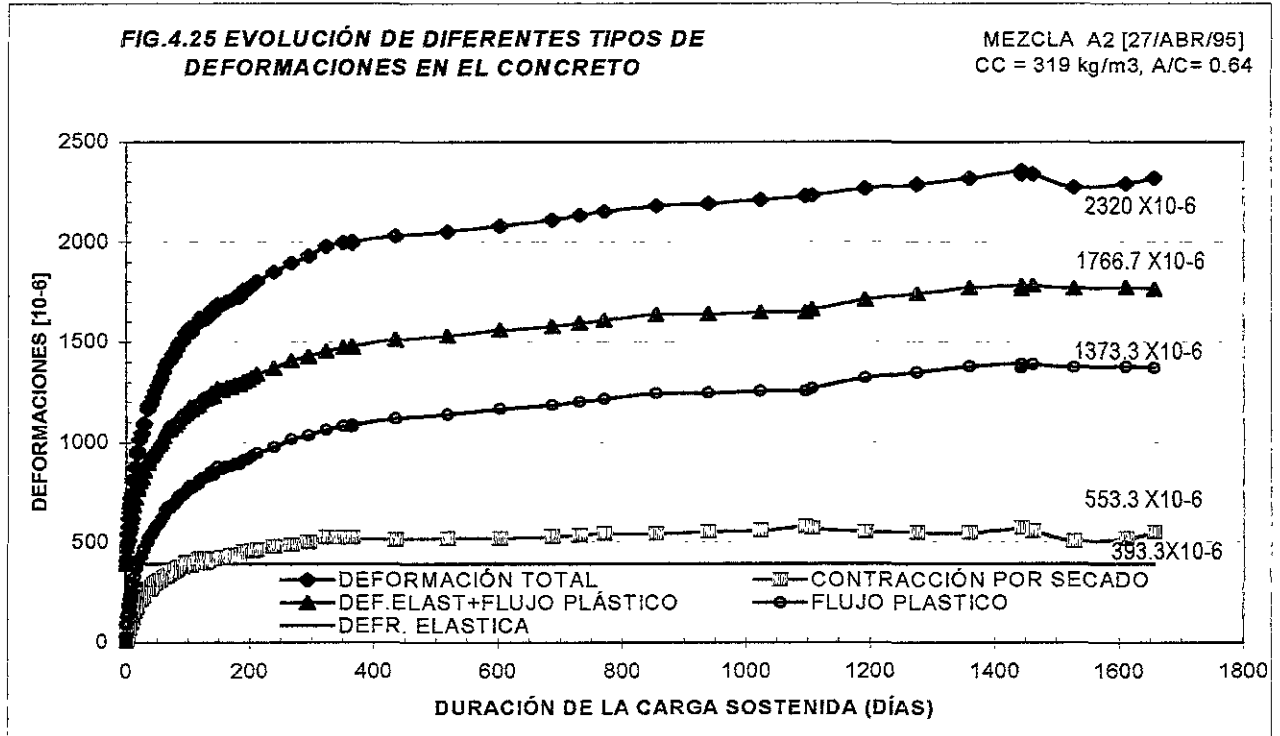


Fig. 4.24 Acumulación de deformaciones del concreto a través del tiempo, por la aplicación de carga sostenida y secado.

- El flujo plástico básico se presenta cuando las condiciones de humedad no cambian hacia o del ambiente (sin secado) y en temperatura constante, en dichas circunstancias el comportamiento de todos los puntos de la sección transversal es el mismo, y entonces el flujo plástico básico puede ser considerado como una propiedad intrínseca del material.
- El flujo plástico por secado es el flujo plástico adicional causado por el secado. Este componente de flujo plástico desaparece para condiciones selladas.



IV.B.1.2. EFECTOS DEL FLUJO PLÁSTICO

A pesar de que bajo ciertas condiciones las grietas son visibles en miembros de concreto y algunas veces el aplastamiento pueda ser observado, el concreto no es un material frágil, en el sentido de que se considera que tal tipo de material sólo desarrolla una pequeña deformación antes de la falla.

La deformación real desarrollada depende de la tasa de incremento de las deformaciones y por consiguiente del tiempo durante el cual cualquier incremento de carga actúa. Entonces las grandes deformaciones son posibles antes de la falla, con el resultado de que las columnas reforzadas pueden fallar de una manera dúctil y las vigas de concreto reforzado pueden desarrollar largas rotaciones, dirigiendo hacia una redistribución considerable de esfuerzos y una falla comparativamente dúctil. Este comportamiento del concreto ha contribuido a su éxito como material estructural y puede ser un indicio directo de su habilidad para soportar el flujo plástico. Si el concreto fuera puramente elástico y frágil, su falla podría ser imprevista y catastrófica y su uso en estructuras altamente hiperestáticas no sería práctico.

El flujo plástico tiene varios efectos estructurales, estos pueden ser benéficos o perjudiciales. Sus efectos dependen del tipo de estructura y tienen influencia directa en su estabilidad debido al incremento de la deformación.

Si bien es cierto que el flujo plástico no afecta las propiedades de resistencia del concreto, sus efectos pueden ser graves en el comportamiento de la estructura. Entre los efectos estructurales del flujo plástico podemos señalar los siguientes:

- Afecta deformaciones y deflexiones, así como la distribución de esfuerzos. Incrementa la deformación de vigas y losas y aumenta la deflexión de las vigas de concreto reforzado y en ciertos casos puede ser una consideración crítica para el diseño.
- Afecta el comportamiento de la estructura. Un ejemplo de lo anterior es cuando el flujo plástico se presenta en edificios altos, donde un flujo plástico diferencial entre columnas interiores y exteriores puede causar agrietamientos y movimientos de muros delgados; un problema relacionado con esto es el agrietamiento y la falla de revestimiento colocado en forma rígida en una columna de concreto reforzado.
- En columnas de concreto reforzado, el flujo plástico provoca una transferencia gradual de la carga que posee el concreto al acero. Al ceder el acero el incremento de carga lo toma el concreto, de modo que la resistencia total de ambos materiales se desarrolla antes de la falla, esto se considera en el formulario de diseño. Para el caso de columnas cargadas excéntricamente y muy esbeltas, el flujo plástico aumenta la deflexión y posibilita el fenómeno de pandeo.
- Los efectos del flujo plástico tienen otras repercusiones. Si a una muestra de concreto se le aplica un esfuerzo restringido de tal modo que se obtenga una deformación constante, el flujo plástico se presentará como una disminución continua del esfuerzo con el tiempo (relajación).
- En estructuras estáticamente indeterminadas el flujo plástico puede aliviar (por relajamiento) concentraciones de esfuerzo inducidas por contracción por secado, cambios de temperatura y movimiento de apoyos. En todas las estructuras de concreto, el flujo plástico disminuye los esfuerzos internos causados por la contracción por secado no uniforme o restringida, por lo que hay una reducción de agrietamiento.
- El flujo plástico incrementa la excentricidad inicial de una columna de concreto reforzado, ocasionando una transferencia de la carga de compresión del concreto hacia el acero en la sección. Una vez que el acero fluye, el concreto soportará una carga adicional que resultará en una reducción de la capacidad de resistencia de la columna, y en un aumento de la curvatura de ésta última, resultando adicionalmente sobreesfuerzos en el concreto, que pueden conducir a una falla.
- La pérdida de presfuerzo causada por el flujo plástico es un hecho bien conocido y es el responsable de que los primeros intentos del proceso de presfuerzo no hayan resultado. Fue con la introducción del acero de alta tensión - cuya elongación es varias veces mayor que el encogimiento debido al flujo plástico y a la contracción - cuando tuvo éxito el proceso de presfuerzo. Ahora tal fenómeno se considera para pretensar antes de introducir el acero de alta tensión.²⁷
- El alivio de esfuerzos originado por el flujo plástico es importante en la minimización de la falla.
- Concreto masivo. El flujo plástico puede ser causa de agrietamiento cuando la masa de concreto presenta cambios de temperatura cíclicos, originados por el desarrollo del calor de hidratación y el subsecuente enfriamiento.

²⁷ Para todos los ejemplos anteriores se deben considerar los movimientos diferenciales.

El flujo plástico alivia el esfuerzo de compresión inducido por el aumento rápido de temperatura, así la compresión restante se disipa tan pronto como haya cierto enfriamiento. Con el enfriamiento se producen esfuerzos de tensión y como la velocidad del flujo plástico disminuye conforme tiene más edad, puede haber agrietamiento antes de que la temperatura descienda hasta el valor inicial de colocación. Por lo que es importante controlar el aumento de temperatura del concreto masivo mediante:

- a) El empleo de cementos de bajo calor.
- b) La minimización del consumo de cemento.
- c) Un enfriado previo de los materiales componentes.
- d) Una limitación de la altura de las elevaciones.
- e) El enfriamiento del concreto con agua refrigerada que circule por una red ahogada de tubos.

Los efectos del flujo plástico pueden ser perjudiciales, pero en términos generales son, al contrario que los de contracción, útiles para aliviar concentraciones de esfuerzos. El flujo plástico ha contribuido al éxito del concreto como material estructural. Se han desarrollado métodos racionales de diseño que permiten el flujo plástico en varios tipos de estructura.

IV.B.1.3. MAGNITUD DEL FLUJO PLÁSTICO

La forma parabólica inicial de la curva de flujo plástico se va aplastando gradualmente y siempre está presente. Para propósitos prácticos interesa el flujo plástico después de varios meses o años o hasta en el último valor del flujo plástico. Se sabe que el flujo plástico de un concreto posterior de 20 años bajo carga es pequeño, como guía se puede enunciar lo siguiente:

Aproximadamente 25% del flujo plástico de 20 años ocurre en 2 semanas.

Aproximadamente 50% del flujo plástico de 20 años ocurre en 3 meses.

Aproximadamente 75% del flujo plástico de 20 años ocurre en un año.

Si tomamos al flujo plástico de un año bajo carga como unidad, los valores promedio de ésta a edades posteriores son:

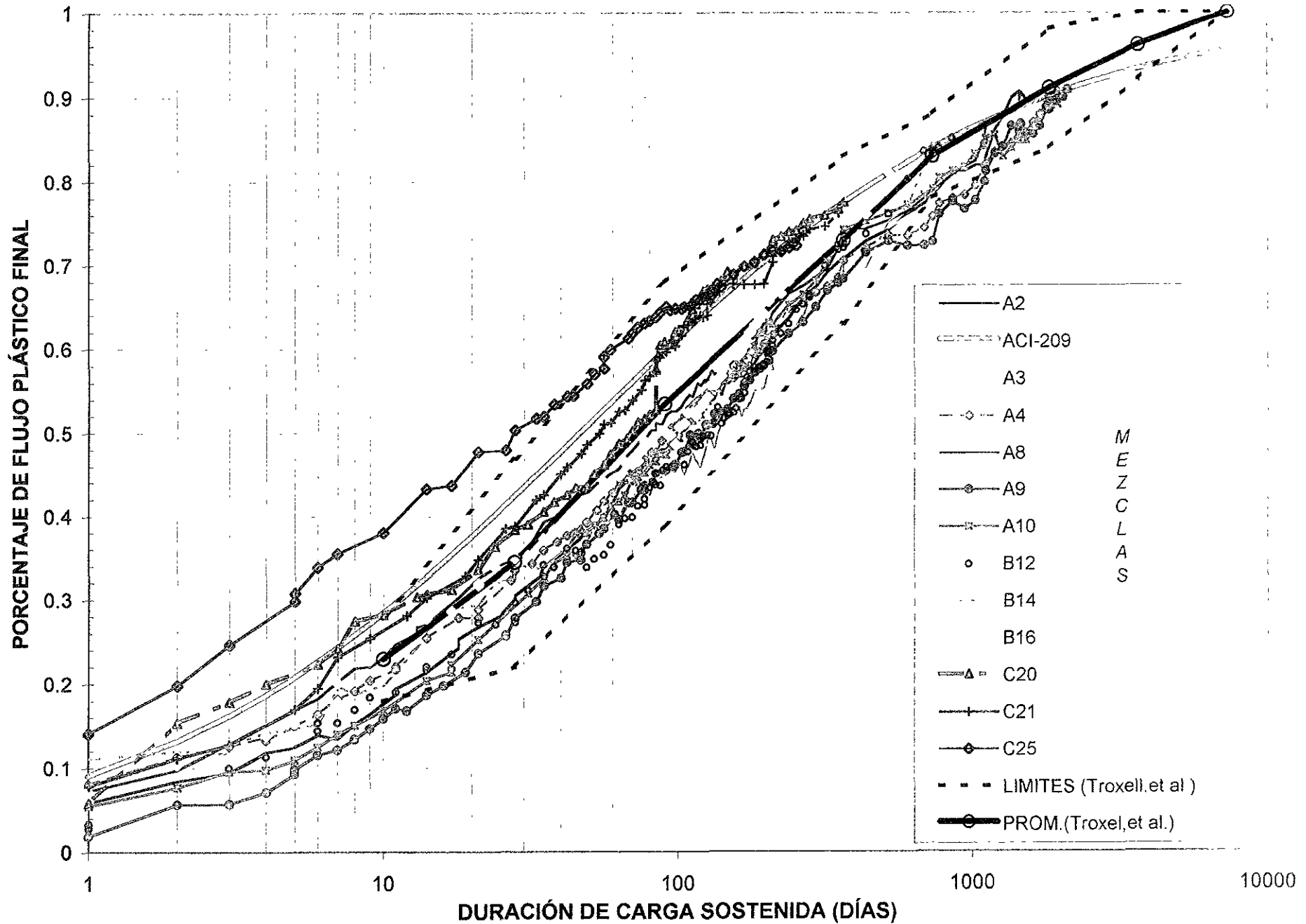
- 1.14 después de 2 años.
- 1.20 después de 5 años.
- 1.26 después de 10 años.
- 1.33 después de 20 años.
- 1.36 después de 30 años.²⁸

Según lo anterior el valor último del flujo plástico es 1.36 veces el de un año, aunque frecuentemente se supone en los cálculos que el flujo plástico último es de 4/3 de la de un año. Éste cálculo es confiable para concretos cargados a tempranas edades. Extrapolar o calcular el flujo plástico para concretos de menor edad es más difícil y menos confiable. Para ejemplificar lo anterior el flujo plástico de un concreto bajo carga durante 20 años, tiene un valor entre 1.5 y 3.0 veces el flujo plástico de 2.4 meses bajo carga.

Para las condiciones estándar del ACI 209-92(97), el flujo plástico ejerce un comportamiento como del de la figura 4.26 para lapsos de carga comprendidos entre un día y 30 años de estar sometido a carga.

²⁸ Tecnología del Concreto, A.M. Neville.

FIG.4.26 PORCENTAJE DE FLUJO PLÁSTICO FINAL PARA DIVERSOS LAPROS DE CARGA



Fuentes: ACI 209R-92(97) y "Long time creep and shrinkage tests of plain and reinforced concrete",

G. E. Troxell, J. M. Raphael y R. E. Davis Proc. ASTM, citado en Tecnología del Concreto, A. M. Neville.

A la edad de 30 años se considera que el concreto alcanza el 96% del flujo plástico que podría considerarse final. La misma figura muestra también las curvas flujo plástico - tiempo experimentales de las 12 mezclas que se determinaron en la presente tesis, así como la zona de fluctuación de dichas curvas determinadas para diferentes concretos almacenados a diversas humedades relativas para períodos de 20 años.

IV.B.2. FACTORES QUE INFLUYEN EN EL FLUJO PLASTICO

El flujo plástico que presenta el concreto a través del tiempo está afectado por factores intrínsecos y extrínsecos, pero principalmente el flujo plástico depende de la carga como una función del tiempo. Las influencias de los diversos factores en el flujo plástico mencionados a continuación son sobre la base de igualdad de esfuerzo. La tabla 4.7 señala los factores que afectan al flujo plástico.

IV.B.2.1. FACTORES INTRINSECOS

I. CARACTERIZACIÓN DE LOS COMPONENTES.

La composición de un espécimen de concreto puede definirse de manera esencial por la relación agua/cemento, tipo y contenido de agregado, tipo y consumo de cemento, sin embargo, para analizar el comportamiento o desempeño mecánico del concreto endurecido, se considera que sólo lo integran dos componentes: la pasta de cemento y los agregados. Esta consideración resulta útil y válida para el flujo plástico, pues hay diferencias importantes en el comportamiento de cada componente. El empleo de la relación agua/cemento, herramienta que se emplea para controlar la pasta de cemento, es útil ya que es el factor más importante que influye en el flujo plástico del concreto.

La pasta de cemento hidratada juega un papel relevante en las deformaciones del concreto dependientes del tiempo y es de hecho la sede del flujo plástico del concreto. Los agregados sólo modifican el comportamiento en una manera cuantitativamente importante y el exceso de agua incrementa el flujo plástico.

El cemento es el material componente del concreto más importante en el flujo plástico, debido a que la pasta de cemento es la fuente del fenómeno. Su influencia es en dos sentidos, por una parte depende de las características físicas y químicas del cemento y por otro lado de la variación de la cantidad de la pasta de cemento hidratada.

El comité ACI 225 considera que la composición del cemento no tiene efecto directo en la flujo plástico del concreto, a excepción de cuando el cemento contiene menor cantidad de yeso que el óptimo, lo cual se presume incrementa la deformación. Un cambio del tipo de cemento en el concreto afecta al flujo plástico en función de la velocidad con que adquiere resistencia mecánica y de la edad a la cual se aplica la carga.

Parece que bajo condiciones prácticas la inclusión o no de aire no es un factor importante en el flujo plástico. Las burbujas de aire representan agregados con módulo de elasticidad nulo, así que la resistencia a la deformación del flujo plástico es menor que cuando no hay vacíos presentes. Por el otro lado, la inclusión de aire generalmente mejora la trabajabilidad y por consiguiente permite el uso de una relación agua/cemento más baja, lo que encamina a un flujo plástico menor mientras que el anterior tiene un efecto similar a través de una reducción efectiva en la relación esfuerzo - resistencia (para una carga aplicada dada). Entonces el efecto neto del aire incluido en el flujo plástico probablemente no es significativo.

TABLA. 4.9. FACTORES QUE AFECTAN AL FLUJO PLÁSTICO Y CONTRACCIÓN Y VARIABLES CONSIDERADAS EN EL MÉTODO DE PREDICCIÓN RECOMENDADO.

FACTORES			VARIABLES CONSIDERADAS	CONDICIONES ESTANDAR
CONCRETO (FLUJO PLÁSTICO Y CONTRACCIÓN)	Composición del concreto	Contenido de la pasta de cemento Relación agua/cemento Proporcionamiento de la mezcla Características del agregado Grado de compactación	Tipo de Cemento	Tipos I y III.
			Revenimiento	70 mm
			Contenido de aire	≤ 6 %
			Porcentaje de agregados finos	50%
			Consumo de cemento	De 279 a 446 Kg/m ³
	Curado Inicial	Duración del curado inicial Temperatura de curado Humedad de curado	Curado húmedo	7 días
			Curado a vapor	1-3 días
			Curado húmedo	23 ±2°C
			Curado a vapor	≤100°C
			Humedad relativa	≥95%
GEOMETRÍA DEL MIEMBRO Y AMBIENTE (FLUJO PLÁSTICO Y CONTRACCIÓN)	Ambiente	Temperatura del concreto Contenido de agua del concreto	Temperatura del concreto	23 ±2°C
			Humedad relativa del ambiente	40%
	Geometría	Tamaño y forma	Relación superficie volumen	V/S= 38 mm
			Espesor mínimo	150 mm
APLICACIÓN DE LA CARGA (SOLO FLUJO PLASTICO)	Historia de la carga	Edad del concreto a la aplicación de la carga	Curado húmedo	7 días
			Curado a vapor	1-3 días
		Duración del período de carga	Carga sostenida	Carga sostenida
			Duración del período de descarga. Número de ciclos de carga	-
	Condiciones de esfuerzo	Tipo de esfuerzo y distribución a través de la sección	Resistencia a la compresión	Compresión axial
Relación Resistencia/ esfuerzo		Relación Resistencia/ esfuerzo	≤0.50	

Fuente: Comité 209R-92 (Ratificada 1997). Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperatures in Concrete Structures.

Si se requieren aditivos en el concreto y el flujo plástico es factor importante en el funcionamiento de la estructura debe determinarse experimentalmente en el concreto previsto.

INFLUENCIA DEL AGREGADO EN EL FLUJO PLÁSTICO

El agregado no sufre flujo plástico en los niveles de esfuerzo del concreto, pero si ejerce influencia en el flujo plástico del concreto, la cual podemos expresar en términos de su proporción volumétrica y de sus propiedades mecánicas. Para concretos con agregados de peso normal la pasta de cemento y la interacción con los agregados en la zona de contacto son los causantes del flujo plástico, el agregado no es capaz de fluir en el rango de esfuerzos que se tienen en el concreto. Al ser el agregado más rígido que la pasta de cemento tiene la función principal de restringir al flujo plástico, lo que depende de su proporción volumétrica en el concreto y del módulo de elasticidad del propio agregado. Al ser más rígido el agregado se tendrá un flujo plástico menor, y al tener mayor volumen de agregado disminuirá el flujo plástico.

Normalmente se asume que el tamaño máximo y la granulometría del agregado no afectan al flujo plástico. Los factores que afectan realmente son las propiedades de la roca madre (la fuente) y la cantidad del agregado.

En ocasiones los agregados pueden influir la estructura de la pasta, ya sea por la absorción de agua de mezclado o por la introducción de vacíos de aire adicionales. Aparte del módulo de elasticidad y de la absorción, algunas otras propiedades del agregado, pueden ser relevantes al flujo plástico. La interfase entre el agregado y la matriz pueden afectar al flujo plástico a través del proceso de microagrietamiento.

II. COMPOSICIÓN DE LA MEZCLA

Si los agregados empleados proceden de rocas sanas, densas y resistentes exhiben un comportamiento prácticamente elástico para el intervalo de esfuerzos al que se encuentra trabajando el concreto, con agregados de éste tipo las deformaciones no elásticas del concreto se atribuyen a la pasta de cemento y a su trabajo de conjunto con los agregados.

La proporción relativa de los agregados en el concreto tiene un efecto en dos sentidos: al aumentar el contenido de agregados, se disminuye la proporción de pasta de cemento en el concreto, por lo que disminuye la deformabilidad del concreto, simultáneamente el incremento del contenido de agregados conlleva a un número mayor de microfisuras interfaciales pasta - agregado, con la posible consecuencia de generar mayor deformación en el concreto.

Las microfisuras preexistentes ejercen poca influencia relativa en la deformación bajo carga de los niveles de esfuerzo de trabajo del concreto (menores al 40% del esfuerzo de ruptura), de modo, que para estos niveles de esfuerzo la deformabilidad del concreto proviene de la deformabilidad de la pasta de cemento, por lo anterior al tener mayor contenido de agregados y un correspondiente menor contenido de pasta de cemento, el concreto debe presentar menor flujo plástico.

Pero el comportamiento mecánico intrínseco de la pasta, que depende de la porosidad y ésta a su vez de la relación agua/cemento influye con mayor relevancia en la deformabilidad potencial del concreto, de éste modo la relación agua/cemento se convierte en el factor que tiene mayor influencia en la deformabilidad potencial del concreto bajo carga sostenida. Para un contenido de pasta de cemento constante, la disminución de la relación agua/cemento decrementa el flujo plástico, bajo el esquema anterior se espera una relación entre flujo plástico y resistencia.

En un rango amplio de mezclas, el flujo plástico es inversamente proporcional a la resistencia del concreto y al tiempo de la aplicación de la carga. Como en la contracción, un incremento en la relación agua/cemento y en el contenido de cemento hará que aumente el flujo plástico.²⁹

III. PROPIEDADES DEL CONCRETO ENDURECIDO.

Existe una relación directa entre la deformabilidad bajo carga y la porosidad del concreto, un concreto es menos deformable en la medida que sea menos poroso y posea una resistencia mecánica mayor. En el caso de las deformaciones inmediatas la relación es simple y están referidas al módulo de elasticidad, esta expresión es del tipo:

$$E_c = k\sqrt{f'c} \quad [4.15]$$

Lo que se facilita porque no hay incremento de la resistencia a durante la aplicación de la carga de corto plazo. Es reconocido en la literatura del tema que la influencia del módulo de elasticidad es mayor para la recuperación de flujo plástico que para el flujo plástico.

Pero en el caso del flujo plástico generado por carga aplicada por períodos largos la relación entre la resistencia mecánica y el flujo plástico es más compleja, debido a que la resistencia mecánica desarrolla un incremento progresivo, que depende su vez de diversos factores (vid. Infra). Para una misma relación de esfuerzo/resistencia, la mayoría de los cementos Portland conducen al mismo flujo plástico.

Para evaluar los flujos plásticos de diferentes concretos, con condiciones de curado iguales y cuya única diferencia es la resistencia a compresión, establecida por distintas relaciones agua /cemento, se pueden considerar dos criterios:

1. Aplicar la misma carga, para tener un mismo esfuerzo ($\sigma_T = \text{constante}$).
2. Cuando se aplican diferentes cargas con el fin de producir el mismo nivel de esfuerzo, en función de la resistencia actual del concreto ($\sigma_T/\sigma_R = \text{constante}$).

Con el primer criterio un concreto con menor relación agua/cemento (con mayor resistencia) manifiesta menor flujo plástico porque está sometido a un nivel de esfuerzo más bajo). En el segundo criterio, cuando los concretos trabajan al mismo nivel de esfuerzo, el resultado depende del incremento de la resistencia durante el lapso de tiempo que esté aplicada la carga.

Es probablemente más lógico asumir que el flujo plástico y la contracción por secado son similares en naturaleza y la ocurrencia de uno de ellos satisface los requerimientos físicos del otro. La relación esfuerzo/resistencia es un factor vital en el flujo plástico (vid. fig. 4.21). Además para un determinado concreto se espera que el flujo plástico disminuya al tiempo que la carga aumenta, porque la resistencia aumenta con la edad.

IV. CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA.

Para un concreto de una estructura en servicio, la exposición al medio ambiente produce una pérdida de humedad a través de las superficies expuestas, por lo que el flujo plástico por secado será participante del total de la deformación total, y su grado de influencia estará determinado por el grado en que el secado afecte al concreto, que estará influido respectivamente por la forma y dimensiones del elemento estructural.

²⁹ Cfr. *Tecnología del Concreto*. A.M.Neville y J.J.Brooks. Cap. 12.

La relación volumen/superficie de un elemento estructural y la superficie expuesta al secado permiten determinar el efecto del secado en el flujo plástico. Con base en esta relación se han establecido factores de corrección aplicables a las ecuaciones de predicción del flujo plástico por parte del Comité ACI 209-92(97).

IV.B.2.2. FACTORES EXTRÍNSECOS

I. CONDICIONES DE CURADO

El curado del concreto consiste en procurar las condiciones ambientales de humedad y temperatura favorables para la hidratación del cemento, con el fin de que el concreto tenga la resistencia preestablecida en el cálculo. Si el concreto no tiene la resistencia especificada a la edad considerada, el nivel de esfuerzos aplicado (σ_T/σ_R) será mayor al supuesto, al igual que el flujo plástico estimado.

Si los plazos de construcción lo permiten conviene postergar la aplicación de carga de servicio a una edad más avanzada que la especificada, para tener un mayor incremento de la resistencia que disminuya el nivel de esfuerzos aplicado, y permitir que el concreto disipe mayor humedad al ambiente y experimente así la mayor cantidad de contracción por secado exenta de carga, con esto podemos modificar el flujo plástico del concreto.

II. AMBIENTE DE SERVICIO.

La magnitud del flujo plástico se ve influida considerablemente por las condiciones ambientales de humedad y temperatura, por esta razón para evaluar y comparar varios concretos en laboratorio se mantienen constantes estas variables. En la práctica un elemento estructural presta servicio en muy diversas condiciones, con cambios constantes de humedad y temperatura, por lo que sólo se pueden señalar tendencias de carácter general que presenta el flujo plástico conforme cambia la humedad y la temperatura.

El concreto inmerso en agua (saturado) presenta menor flujo plástico respecto al mismo concreto en condiciones de secado, esto es porque en el concreto sumergido no se produce la componente de la contracción por secado del flujo plástico (fig.4.21). Al haber entonces simultaneidad entre la condición de carga sostenida y pérdida progresiva de humedad, el flujo plástico se incrementa al conjugarse las deformaciones originadas por la carga sostenida y la contracción por secado.

La influencia de la humedad relativa en el flujo plástico y en la contracción por secado es similar, ambas deformaciones son función del tamaño del miembro de concreto. Si se tiene una humedad relativa constante durante el secado el flujo plástico en una muestra grande es pequeño; el efecto del tamaño se puede expresar mediante la relación volumen/superficie del miembro de concreto: Si no existe secado, como el concreto masivo, el flujo plástico es más pequeño y no depende del tamaño, porque no hay efecto adicional del secado sobre el flujo plástico. Para juzgar el efecto de la humedad relativa del medio ambiente en el flujo plástico debemos considerar el efecto que produce el medio ambiente en la pérdida de humedad interna del concreto por evaporación y en la evolución de su contracción por secado. Como al tener mayor humedad relativa se limitan las condiciones favorables para la evaporación, se puede suponer que al incrementar la humedad relativa evoluciona más lentamente la contracción por secado y se incrementa más consistentemente la resistencia mecánica del concreto, con esto debe presentar menor flujo plástico en la estructura. Así que de manera general podemos enunciar que el flujo plástico es mayor conforme disminuye la humedad relativa (fig.4.27). El Comité ACI-209-92(97) ha preparado factores de corrección para esta la humedad relativa.

El efecto de la temperatura en el flujo plástico es complejo y difícil de predecir, es función de su magnitud y del estado en que se encuentre el concreto cuando se expone al cambio de temperatura, ya sea que se encuentre húmedo o seco o que el cambio ocurra antes o después de la aplicación de la carga. Esto se puede simplificar considerando el caso en que la estructura se cura bajo condiciones normales de humedad y temperatura, hasta que el concreto alcanza su resistencia de proyecto y a partir de entonces puede prestar servicio; en tal situación es probable que el concreto haya alcanzado un equilibrio higrométrico con el ambiente cuando la temperatura empiece a modificarse por las condiciones operativas o atmosféricas.

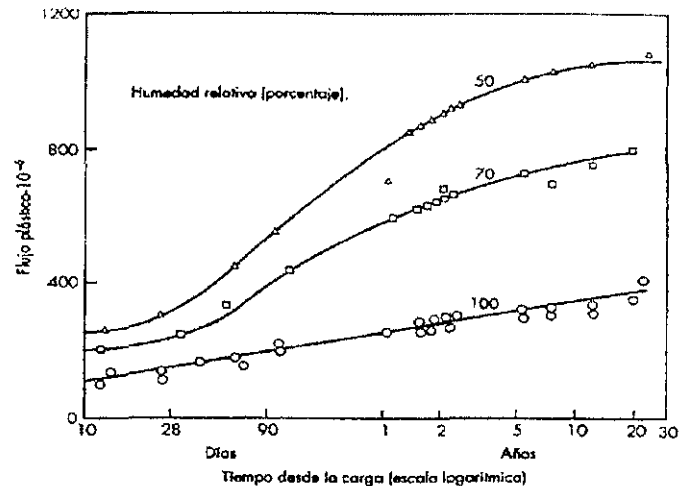


Fig.4.27 Flujo plástico del concreto curado a vapor por 28 días, y posteriormente cargado y almacenado a distintas humedades relativas. Fuente: Troxell, G., J. Raphael, y R. Davis, "Long time creep and shrinkage test of plain and reinforced concrete", en Proc. ASTM, 58, 1958. Adaptado de Tecnología del Concreto. A. Neville y J.J. Brooks.

El efecto de la temperatura en el flujo plástico ha causado interés creciente por su aplicación en recipientes de presión nuclear, sin embargo, el problema es relevante también para otras estructuras como los puentes

La relación flujo plástico - temperatura se ve afectada por la edad a la cual la temperatura del concreto se eleva en relación con el tiempo de aplicación de la carga, por lo que si un concreto saturado es calentado y saturado al mismo tiempo desarrollará mayor flujo plástico que un concreto que se calienta dentro de su período de curado, antes de la aplicación de la carga. Los concretos curados a altas temperaturas tienen menor flujo plástico, el motivo es que la resistencia mecánica del concreto es mayor que cuando el concreto es curado a temperaturas normales antes de calentar y cargar.

Se ha observado que entre 10 y 60° C el flujo plástico se incrementa proporcionalmente con la temperatura. El ACI 209-92(97) señala que tomando como referencia una temperatura entre 18 y 24°C el flujo plástico a 50°C se incrementa de 2 a 3 veces y a temperaturas entre 50 y 100°C la deformación se incrementa hasta alcanzar valores de 4 a 6 veces mayores que los correspondientes a la temperatura de referencia.

III. HISTORIA DE CARGA.

En la historia de carga hay dos elementos importantes a considerar: la edad del concreto al aplicarle la carga y el tiempo que ha permanecido aplicada la carga. La duración de ambos lapsos tiene notable importancia en el flujo plástico y en la deformación total del concreto bajo carga constante (fig. 4.28). Al cargar el concreto a mayor edad se disminuye la deformación por tres motivos:

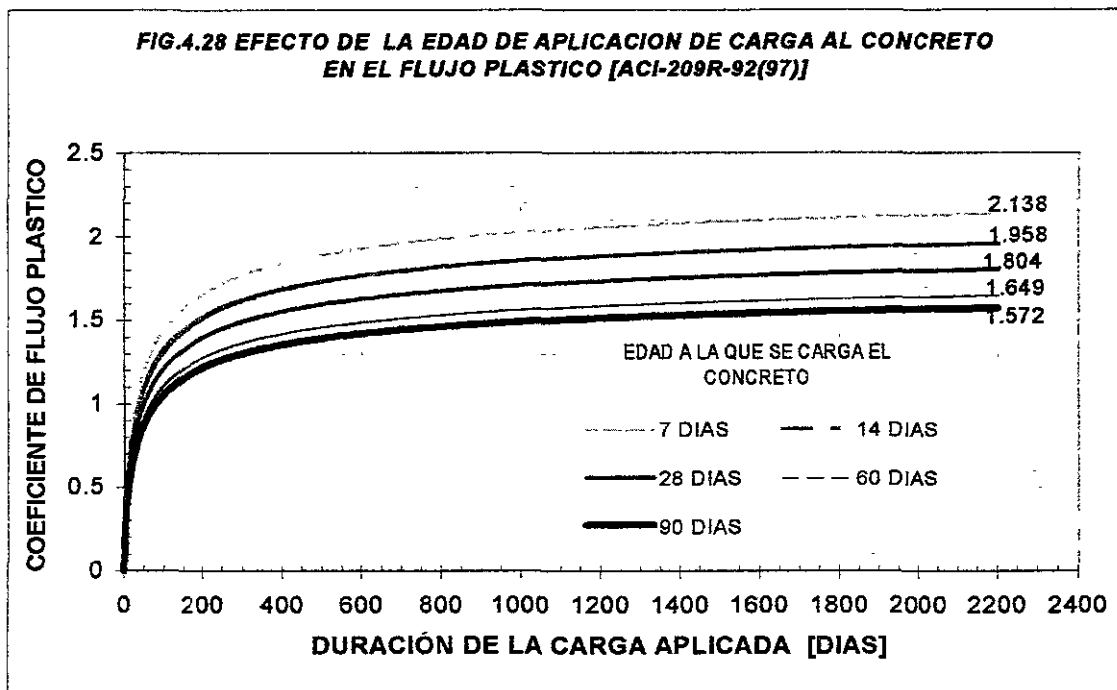
1. Adquiere mayor resistencia y si la carga prevista permanece constante el nivel de esfuerzos de trabajo es menor.
2. Al tener mayor edad, la proporción de la componente de la contracción por secado debe ser mayor, así que la componente del flujo plástico por contracción por secado debe disminuir.

3. Al presentar una mayor desarrollo del módulo de elasticidad, la deformación inmediata es menor, aunque este hecho no influye en el flujo plástico si se refleja en una disminución de la deformación total bajo carga.

Las expresiones propuestas por el ACI 209-92(97) para predecir el flujo plástico del concreto en condiciones estándar considera una edad de aplicación de carga de 7 días para curado húmedo y de 1 a 3 días para curado con vapor, para considerar el efecto de aplicar la carga al concreto a mayor edad proporciona factores de corrección decrecientes que se aplican a medida que la edad es mayor.

La variación del lapso de carga es un factor de gran influencia en la magnitud del flujo plástico, especialmente a edades tempranas donde la deformación en la curva de flujo plástico se incrementa con mayor rapidez que para edades posteriores. En la fig.4.28 se presenta el efecto de la edad de aplicación de carga en el flujo plástico calculada con valores obtenidos de la ecuaciones del ACI 209-92(97), donde se nota el efecto benéfico que tiene una aplicación de carga al concreto a mayor edad, por lo que convendría en la práctica constructiva postergar lo más posible la aplicación de carga a una estructura de concreto.

A causa de que el flujo plástico se presenta incluso después de 30 años de carga sostenida no se tiene la certeza de que la curva llegue a ser completamente horizontal, es decir, que el flujo plástico alcance un límite máximo final, sin embargo, se le considera asintótica con la horizontal.



IV. Grado de esfuerzo.

De la fig. 4.23 la curva que define el límite del flujo plástico exhibe un tramo recto, al igual que la curva de deformación inicial, lo que indica que para bajos niveles de esfuerzo existe una correspondencia entre éstos y el flujo plástico del concreto, en tanto, que para niveles superiores de esfuerzo el flujo plástico tiene un incremento desproporcional.

Esto es conocido y se atribuye al efecto de las microfisuras preexistentes, y que a niveles de esfuerzo menores al 40% del esfuerzo de ruptura permanecen prácticamente estables y su desempeño bajo carga se considera prácticamente elástico, lo que permite considerar un módulo de elasticidad del concreto dentro de estos niveles de esfuerzo. Por esta razón las previsiones para el diseño de estructuras de concreto por esfuerzos a compresión, incluyendo la estimación de su flujo plástico, parten de la base de hacerlo trabajar a niveles de esfuerzo que no sobrepasen el 40% de su resistencia a compresión.

IV.B.2.3. INFLUENCIA DE INGREDIENTES EN LA DEFLEXION

La influencia de ingredientes en la deformación elástica, así como en el flujo plástico ha sido considerada porque la relación del flujo plástico a la deformación elástica es de interés en el diseño, y se llama coeficiente del flujo plástico o de deformación diferida. *El American Concrete Institute Building Code 318, sección 909* ha establecido tolerancia para ambas, la deformación elástica inicial se considera en adición a la deflexión elástica para incluir los efectos del flujo plástico y la contracción en el cálculo de deflexiones de largo plazo. Por ejemplo:

$$\frac{\text{Deformación de flujo plástico más contracción}}{\text{Deformación elástica}} \leq 2 \quad [4.16]$$

IV.B.3. DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL DEL FLUJO PLÁSTICO

El flujo plástico se suele determinar midiendo cambios de deformación que ocurren con el transcurrir del tiempo en especímenes de concreto sujetos a esfuerzos constantes y almacenados en condiciones climáticas adecuadas. Para pruebas comparativas de concretos hechos con agregados o aditivos que no se hayan probado o que sean desconocidos se utiliza el marco de flujo plástico. El flujo plástico continúa por mucho tiempo, sino es que indefinidamente. La determinación registrada más duradera de un cambio de flujo plástico es de 30 años, después de dicha edad los especímenes presentaron carbonatación, por lo que se discontinuaron las pruebas.³⁰

Para determinar la respuesta al flujo plástico de un concreto se realiza el método de flujo plástico del concreto en compresión ASTM C512-87 (ratificada en 1994). El método es usado para comparar el flujo plástico potencial de diferentes concretos, es decir, es un parámetro valioso para calificar a un concreto. Para la medición del flujo plástico se requiere una instrumentación delicada y condiciones específicas. Llamamos marco de flujo plástico a la estructura mostrada en las figs. 4.29 y 4.30, con la cual se simula una columna bajo carga axial trabajando a compresión a la cual se le aplica una carga de 0.4f'c durante un período mínimo de un año, y periódicamente se mide la deformación de ésta estructura conformada por 5 especímenes cilíndricos, de 15 y 30 cm, 4 completos y 1 seccionado en dos partes para evitar el contacto con otro material que no sea concreto.

Las condiciones estándar de la prueba son:

- Curado de especímenes en húmedo por 7 días con temperaturas de 23 ± 1.7 °C.

³⁰ *Tecnología del Concreto. A.M. Neville y J.J. Brooks.*

IV.B.4. PREDICCIÓN DEL FLUJO PLÁSTICO: COMPARACIÓN DE ECUACIONES Y MÉTODOS

Una predicción del flujo plástico y contracción realista y precisa del concreto es un problema de gran complejidad. Debido a la importancia del problema por durabilidad y utilidad en las estructuras de concreto la transferencia efectiva de las últimas mejoras a la práctica de la ingeniería estructural es de extrema importancia, por éste motivo se muestra un método alternativo [*Método Fuentes*] y se compara con los métodos actuales [*Métodos ACI 209R-92(97)* y *Neville*] para mostrar su viabilidad.

El número de expresiones para el cálculo y/o predicción del flujo plástico es considerable. En la mayor parte de los concretos, independientemente de la relación agua/cemento o del tipo de agregado, se puede relacionar el flujo plástico con el tiempo en el cual el concreto ha estado cargado. Hay varios métodos para estimar el flujo plástico, en el presente trabajo analizaremos 3 de ellos: el del Comité ACI 209-92(97), el de A.M. Neville, y el propuesto por A.L. Fuentes.



Fig.4.32 Marcos de flujo plástico en la cámara seca.

El primer método se analiza teóricamente y los dos últimos se analizan tanto teórica como experimentalmente. Aunque siempre es conveniente tener presente que *"Ningún método de predicción puede producir mejores resultados que probar los materiales actuales o que tendrá el concreto a analizar, bajo condiciones de carga y ambientales similares a las que se espera tenga la estructura en condiciones de servicio."*³¹ - de aquí la importancia del laboratorio. Sin embargo, en la práctica una prueba raramente se puede efectuar por más de algunos meses, por lo que la extrapolación resulta útil, y con la realización de pruebas de corto plazo la predicción del flujo plástico puede mejorar.

Los tres métodos aquí considerados tienen como fin predecir el flujo plástico a cualquier edad y parten de que el flujo plástico es un proceso continuo que se da a partir de que el concreto recibe la aplicación de una carga por la que exhibe una deformación inmediata o elástica, y otra deformación a largo plazo bajo un esfuerzo constante, simultáneamente con el paso del tiempo el concreto presenta contracción por secado. Ambos hechos, la deformación elástica y la contracción por secado deben ser eliminados para efectos de determinar la deformación por flujo plástico exclusivamente, es decir, para determinar el efecto del esfuerzo continuo a través del tiempo.

Algunos ingenieros e investigadores se percataron de que el concreto se deformaba aun teniendo el mismo esfuerzo de aplicación, por lo que al investigar el fenómeno surgieron modelos e hipótesis que trataban de explicar el fenómeno y desarrollo del flujo plástico para su futura predicción. Nacieron así modelos matemáticos con funciones continuas de forma ascendente, como exponenciales, hiperbólicas y logarítmicas.

³¹ Comité 209R-92 (Ratificada 1997). *Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperatures in Concrete Structures.*

IV.B.4.1. METODO ACI 209R-92 (RATIFICADA EN 1997)

El reporte presenta una aproximación unificada para predecir los efectos de cambios de humedad, carga sostenida, y temperatura en estructuras de concreto reforzado y presforzado, la respuesta del material y los factores que la afectan, así como la respuesta de estructuras en las cuales el tiempo cambia el esfuerzo ya sea despreciable o insignificante.

Los métodos simplificados son usados para predecir la respuesta del material y analizar la respuesta de la estructura bajo condiciones de servicio; mientras estos métodos produzcan razonablemente buenos resultados, una mejor correlación entre la predicción de deflexiones, torsiones, pérdidas de presfuerzo, etc., y las mediciones de estructuras de campo no debe ser esperada. El grado de correlación puede ser mejorado si la predicción de la respuesta del material está basada en datos de ensayos del material usado bajo condiciones ambientales y de carga semejantes a la que se presentan en las estructuras reales.

Estos métodos de solución directa predicen el comportamiento de la respuesta con un intervalo de tiempo arbitrario, con un esfuerzo correspondiente al de una solución elástica. Han sido razonablemente bien justificados para condiciones de laboratorio y son propuestos para el diseño de estructuras usando el Código ACI 318. Los métodos no están propuestos para la recuperación del flujo plástico debido a la descarga, y se aplican primordialmente a un ambiente relativamente uniforme e isotérmico.

En cada caso usar los datos de prueba para completar los procedimientos aquí descritos resultarán en una predicción mejorada del desempeño de servicio.

NATURALEZA DEL PROBLEMA:

Los métodos simplificados para analizar el comportamiento de servicio son justificados porque la predicción y control de las deformaciones dependientes del tiempo y de sus efectos en estructuras de concreto son excesivamente complejas en comparación con los métodos para análisis y diseño del comportamiento de la resistencia. Los métodos para predecir el comportamiento de servicio envuelven un gran número de factores que son difíciles de evaluar con precisión. Factores como la naturaleza no homogénea de las propiedades del concreto causada por las etapas de la construcción, las variantes a través del tiempo del contenido de agua, temperatura y carga en la estructura, así como su efecto en la respuesta del material son difíciles de cuantificar, aún para estructuras que han estado en servicio por 10 años.

El problema es esencialmente estadístico, porque las variables involucradas son aleatorias, con coeficientes de variación del orden del 15 al 20% en los mejores casos, sin embargo, como en el caso del análisis y diseño de la resistencia, los métodos para predecir las condiciones de servicio son primordialmente deterministas por naturaleza. En algunos casos, y a pesar de las suposiciones de simplificación, los procesos largos son requeridos para la mayoría de los factores pertinentes.

Teniendo en mente las limitaciones anteriores, los procedimientos de diseño sistemáticos son presentados con una solución de cálculo provista con funciones de tiempo continuas para predecir la respuesta promedio inicial y dependiente del tiempo de miembros estructurales de concreto con pesos diferentes. Los procedimientos de éste reporte para predecir la respuesta del material dependiente del tiempo y el desempeño del servicio estructural representan una aproximación simplificada para propósitos de diseño. Los métodos probabilísticos no son definitivos pero son necesarios para estimar con precisión la variabilidad de todos los factores envueltos.

RESPUESTA DEL MATERIAL

Los procedimientos para predecir los efectos de los cambios de volumen del concreto dependientes del tiempo dependen de la predicción de los parámetros de respuesta del material: resistencia, módulo elástico, flujo plástico, contracción y coeficiente de expansión térmica.

Es difícil probar para la mayoría de las variables envueltas, por consiguiente, los datos de condiciones de prueba estándar usados junto con las ecuaciones recomendadas en éste método quizás sean usadas para obtener una predicción más precisa de la respuesta del material en la estructura que en una predicción usando los parámetros recomendados en éste método: Las diferencias entre las mediciones de campo y las deformaciones o esfuerzos predichos se deben en gran parte a la escasez de correlación entre los asumido o supuesto y las variaciones a través del tiempo del contenido de agua, temperatura y carga.

TEORIA PARA PREDECIR FLUJO PLÁSTICO Y CONTRACCION DEL CONCRETO

El diseño aproximado presentado para la predicción del flujo plástico y la contracción se refiere a las condiciones estándar y señala factores de corrección para otras condiciones. El siguiente procedimiento general para predecir el flujo plástico y la contracción del concreto a cualquier edad es sugerido por la norma ACI 209R - 92.

Para flujo plástico

$$C_t = \frac{t^a}{d+t^a} C_u \quad [4.18]$$

Para contracción

$$(\varepsilon_{CS})_t = \frac{t^\alpha}{f+t^\alpha} (\varepsilon_{CS})_u \quad [4.19]$$

Donde d y f en días, a y α son constantes para un miembro de tamaño y forma.

C_u es el coeficiente último de flujo plástico.

$(\varepsilon_{CS})_u$ es el valor último de la contracción por secado.

t, es el tiempo que ha estado cargado el espécimen en la ecuación 4.18 y el tiempo desde el término del curado inicial en la ecuación 4.19.

Cuando a y α son iguales a 1.0 estas ecuaciones son iguales a las ecuaciones hiperbólicas de Ross y Lorman en una forma ligeramente diferente.

La forma de las ecuaciones está pensada para ser convenientes en el diseño, donde el concepto de valor último (en tiempo) es modificado por la relación tiempo para producir los resultados deseados. El incremento del flujo plástico, digamos de 100 a 200 días, es usualmente más pronunciado que la contracción. En porcentaje, el valor último de la contracción usualmente se incrementa más rápidamente que los primeros meses. El método ACI 209R92(97) propone que las potencias adecuadas para las ecuaciones 4.18 y 4.19 son 1.0 para contracción (forma hiperbólica aplastada) y de 0.6 para flujo plástico (curva empinada para valores más grandes de t). Los valores de a, d, C_u , f, y $(\varepsilon_{CS})_u$ pueden determinarse por ajuste de los datos obtenidos de desempeño de pruebas de acuerdo con la norma ASTM C 512.

Los rangos normales de las constantes de las ecuaciones 4.18 y 4.19 señalados por la norma ACI 209R-92 son los de la tabla 4.8.

TABLA 4.8. RANGOS NORMALES DE PARÁMETROS IMPORTANTES EN LA PREDICCIÓN DE FLUJO PLÁSTICO Y CONTRACCIÓN

FLUJO PLÁSTICO	CONTRACCIÓN
0.40 < a < 0.80	0.90 < α < 1.10
6 < d < 30 [días]	20 < f < 130 [días]
1.30 < C _u < 4.15	415 X 10 ⁻⁶ < (ε _{CS}) _u < 1070X10 ⁻⁶ (m/m)

Fuente: Comité 209R-92 (Ratificada en 1997). Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperatures in Concrete Structures.

Las constantes de la tabla anterior se basan en las condiciones estándar (tabla 4.7) para concretos con peso normal, concretos con arena ligera y concretos de agregado ligero, usando curado húmedo y de vapor, y tipos de cemento I Y III. Las ecuaciones siguientes (4.20,4.21,4.22) representan valores promedio para estas condiciones.

El comité ACI 209R-92 señala un valor promedio del coeficiente de flujo plástico de 2.35 (C_u=2.35) y un valor de (ε_{CS})_u = 780γ_{CS} X10⁻⁶ (m/m), valores que se han obtenido después de varias investigaciones realizadas por 20 años. γ_{CS} es el producto de todos los factores de corrección.

Ninguna variación consistente fue encontrada para concretos con distintos pesos unitarios para flujo plástico y contracción. Se ha notado que el desarrollo de los resultados más consistentes fue encontrado para la variable de flujo plástico en la forma del coeficiente de flujo plástico [C_t], que comparada con la deformación de flujo plástico por unidad de esfuerzo [δ]. Lo que se debe porque el efecto de la rigidez del concreto está incluida por medio de la deformación inicial.

ECUACIONES DE FLUJO PLÁSTICO Y CONTRACCIÓN RECOMENDADAS PARA CONDICIONES ESTANDAR

Las ecuaciones 4.20, 4.21 y 4.22 están recomendadas para la predicción de flujo plástico y una ilimitada deformación por contracción para cualquier tiempo, incluyendo los valores últimos. Las ecuaciones aplican para concretos de peso normal, de arena ligeros y concretos de peso ligero (usando curado húmedo o por vapor), con cementos tipos I y III. Los valores de C_t necesitan ser corregidos por los factores de corrección para condiciones diferentes a la estándar.

El coeficiente de flujo plástico [C_t] para una edad de carga de 7 días, para concretos curado por humedad o por vapor de 1 a 3 días está dado por la ecuación 4.20

$$C_t = \frac{t^{0.60}}{10 + t^{0.60}} C_u \quad [4.20]$$

La contracción después de 7 días para concreto con curado húmedo es:

$$(\varepsilon_{CS})_t = \frac{t}{35 + t} (\varepsilon_{CS})_u \quad [4.21]$$

La contracción de concretos curados por vapor de edades de 1 a 3 días es:

$$(\varepsilon_{CS})_t = \frac{t}{55 + t} (\varepsilon_{CS})_u \quad [4.22]$$

donde t es el tiempo después de aplicarle carga para la ecuación 4.20, y es el tiempo después que la contracción es considerada, esto es, después del termino del curado inicial húmedo. En la ausencia de datos de flujo plástico y contracción, los valores sugeridos para C_u y (ε_{CS})_u son:

$$C_u = 2.35\gamma_c \quad [4.23] \quad \text{y} \quad (\epsilon_{CS})_u = 780\gamma_{CS} \times 10^{-6} \text{ (m/m)} \quad [4.24]$$

donde γ_c y γ_{CS} representan el productos de los factores de corrección. Dichos valores corresponden a agregados razonablemente bien graduados y dentro de los límites de la norma ASTM C 33.

El método ACI 209R92(97) señala que ha sido mostrado que las ecuaciones 4.20 a 4.22 pueden ser usadas para extrapolar datos de flujo plástico y contracción de 28 días determinados experimentalmente para completar las curvas totalmente para el flujo plástico último y razonablemente bien para contracción. Debe ser notificado que las ecuaciones 4.20 a 4.22 no diferencian entre flujo plástico básico y por secado, y tampoco entre contracción autógena y por carbonatación. También son independientes de la forma y del tamaño del miembro, porque d , f , a y α son constantes. El efecto del tamaño y de la forma se puede considerar con el uso de factores de corrección.

IV.B.4.2. METODO NEVILLE

A continuación presentamos el fundamento teórico - experimental del método Neville en nuestras pruebas. El método propone la siguiente ecuación:

$$C_T = \frac{t^a}{b+t^a} C_U \quad [4.25]$$

donde: C_T es el coeficiente de flujo plástico.

C_u es el coeficiente último de flujo plástico,

t es la edad del concreto a partir de que es cargado (edad de secado)

b (en días) y a son constantes propias de cada concreto, determinadas por pruebas y son función del tiempo de cargado o secado. Este método propone $a = 0.6$.

Para determinar las variables a , b y C_u se realiza un análisis estadístico y matemático de las lecturas de deformación registradas en los especímenes del marco de flujo plástico y de los testigos con el equipo withitemore. El coeficiente de flujo plástico [C_T] lo determinamos como

$$C_T = \frac{(\epsilon - \epsilon_S)_i - (\epsilon - \epsilon_S)_0}{(\epsilon - \epsilon_S)_0} \quad [4.26]$$

donde $(\epsilon - \epsilon_S)_i$ es la deformación unitaria por flujo plástico que se presenta en el día i ,

ϵ es la deformación unitaria total promedio registrada en los especímenes, a la cual le descontamos la deformación unitaria por secado promedio ϵ_S de los especímenes testigo.

$(\epsilon - \epsilon_S)_0$ es deformación elástica o inmediata que se presenta al cargar el concreto. Obviamente la componente de deformación unitaria por secado es nula.

De la ecuación [4.25]

$$\frac{b+t^a}{C_u} = \frac{t^a}{C_T} \quad \text{o} \quad \frac{b}{C_u} + \frac{1}{C_u} t^a = \frac{t^a}{C_T} \quad [4.27]$$

Si denominamos: $Y = \frac{t^a}{C_T}$, $X = t^a$, $a_1 = \frac{1}{C_U}$, $a_2 = \frac{b}{C_u}$ [4.28]

Y sustituimos en la ecuación anterior, obtenemos una ecuación de línea recta.

$$Y = a_2 + a_1 X \quad [4.29]$$

Si realizamos la curva $X = t^a$ vs. $Y = \frac{t^a}{C_T}$ lo que podemos hacer, debido a que conocemos C_T de datos experimentales y suponemos como indica Neville $a = 0.6$, (éste valor probablemente se obtuvo de pruebas realizadas por el autor del método). Para los valores obtenidos de la curva $X = t^a$ vs. $Y = \frac{t^a}{C_T}$ realizamos una regresión lineal donde se obtiene los valores de a_1 y a_2 , con la determinación de éstos valores calculamos C_U y b .

$$C_U = \frac{1}{a_1}, \quad b = a_2 C_U \quad \text{y} \quad a = 0.6 \quad [4.30]$$

Con esto último ya conocemos todos los parámetros de la ecuación 4.25 y podemos predecir el flujo plástico para cualquier edad con éste método. En las tablas del anexo A se indican los valores obtenidos con éste método para varias edades de todas las mezclas de concreto analizadas.

IV.B.4.3. MÉTODO FUENTES

Con la presentación de éste nuevo método se pretende mejorar la estimación del flujo plástico en estructuras de concreto. Este método parte también de la ecuación 4.25, es decir:

$$C_T = \frac{t^a}{b + t^a} C_U$$

donde las variables tiene el mismo significado que el método anterior y para su determinación realizamos un análisis matemático y estadístico más complejo que el anterior. De la ecuación 4.25 obtenemos:

$$\left(\frac{C_T}{C_U} \right) (b + t^a) = t^a \quad \text{o} \quad \left(\frac{C_T}{C_U} \right) b = t^a \left(1 - \frac{C_T}{C_U} \right) \quad [4.31]$$

entonces:

$$\frac{\frac{C_T}{C_U}}{\left(1 - \frac{C_T}{C_U} \right)} = \frac{t^a}{b} \quad [4.32]$$

Si denominamos

$$Z = \frac{\frac{C_T}{C_U}}{\left(1 - \frac{C_T}{C_U} \right)} \quad [4.33] \quad \text{y lo sustituimos en la ecuación anterior,}$$

tenemos entonces que

$$Z = \frac{t^a}{b} \quad \text{o} \quad bZ = t^a \quad [4.34]$$

empleando logaritmos:

$$\log(b) + \log(Z) = a \log(t) \quad [4.35]$$

Si denominamos a cada término como:

$$Y = \log(Z), \quad X = \log(t), \quad a_1 = a, \quad a_0 = -\log(b) \quad [4.36]$$

y sustituimos en la ecuación logarítmica, se reduce a una ecuación lineal de la forma:

$$Y = a_1 X + a_0 \quad [4.37]$$

Si realizamos la curva $X = \log(t)$ vs. $Y = \log(Z)$, lo cual realizamos porque proponemos el tiempo $[t]$ que es la variable independiente y calculamos Z de la ecuación [4.32], que depende a su vez del coeficiente de flujo plástico obtenido experimentalmente $[C_T]$ y del coeficiente de flujo plástico último $[C_U]$ que lo definimos para efectos del presente cálculo como el valor máximo de todos los valores de los coeficiente de flujo plástico experimentales determinados hasta la fecha $[C_i]$, es decir:

$$C'_U = \text{Max}\{C_T\}_i + 0.1^{32} \quad [4.38]$$

Entonces en realidad calculamos Z como:
$$Z = \frac{\frac{C_T}{C'_U}}{\left(1 - \frac{C_T}{C'_U}\right)} \quad [4.39]$$

Para los valores de la curva $X = \log(t)$ vs. $Y = \log(Z)$ realizamos la primera regresión lineal, de la cual se obtiene a_1 y a_0 de la ecuación [4.37], donde a_1 es la pendiente de la ecuación lineal [4.37] y es el exponente de la ecuación 4.25 [$a_1=a$]; a_0 es un valor próximo a cero, por ser logarítmico, es despreciable y carece de significado físico.

Con la determinación del valor exponencial $[a]$ de la ecuación de predicción [4.25] basado en datos experimentales del propio concreto analizado, podemos realizar una segunda regresión lineal para obtener los valores de los parámetros faltantes $[b$ y $C_U]$. Esta segunda regresión lineal se ejecuta del mismo modo que la única regresión del método Neville, es decir, partimos de la ecuación 4.25 para llegar a la ecuación.

$$\frac{b}{C_u} + \frac{1}{C_u} t^a = \frac{t^a}{C_T} \quad [4.27]$$

Donde denominamos nuevas variables de la misma manera que en el método anterior.

$$Y = \frac{t^a}{C_T}, \quad X = t^a, \quad a_3 = \frac{1}{C_U}, \quad a_2 = \frac{b}{C_u} \quad [4.40]$$

para obtener una ecuación lineal. $Y = a_2 + a_3 X \quad [4.41]$

La segunda regresión lineal se realiza con los datos de la curva $X = t^a$ vs. $Y = \frac{t^a}{C_T}$, con la variable $[a]$ determinada con datos experimentales de la primera regresión lineal.

³² La definición de $C'_U = \text{Max}\{C_T\}_i + 0.1$ implica una retroalimentación continua del método, ya que cada nueva lectura transforma el valor de C'_U , ya que la nueva deformación registrada es mayor que la anterior, hecho característico del flujo plástico, lo que cambia el parámetro Z , por lo que para cada nueva lectura se deben realizar las dos regresiones lineales.

De la segunda regresión determinamos a_2 y a_3 , que conducen a conocer el coeficiente de flujo plástico último $[C_U]$ y la constante $[b]$ del modo siguiente: `

$$C_U = \frac{1}{a_3}, \quad b = a_2 C_U \quad \text{y} \quad a = a_1 \quad [4.42]$$

Con este último paso contamos con todos los parámetros necesarios para predecir el desarrollo del flujo plástico a cualquier edad.

Para todas las mezclas analizadas se realizó el proceso anterior, los resultados se presentan en el anexo A. Como se puede observar los métodos Neville y Fuentes se retroalimentan con datos experimentales, por lo que al tener mayor número de lecturas, lo que implica más tiempo de investigación, se obtiene mayor confiabilidad (menor error estándar) para la predicción del desarrollo del flujo plástico a largo plazo.

IV.B.4.4. MEJORAMIENTO DE LA PREDICCIÓN POR EL USO DE DATOS DE CORTA EDAD.

Las pruebas siempre representan una parte esencial de la tecnología del concreto y control de calidad del concreto debido a la gran variedad en las propiedades de los componentes del concreto de región a región. Las predicciones de las fórmulas propuestas de los tres métodos son sensibles a las mejoras significantes si los parámetros de composición son identificados con el uso de los resultados de pruebas de corto plazo. En el caso de estructuras sensibles al flujo plástico el uso de pruebas de corta duración para determinar los parámetros de los materiales puede ser útil. Por otro lado las fórmulas empíricas para parámetros de composición del concreto con aditivos son difíciles de formular y se espera que no sean muy confiables, debido simplemente al gran número de aditivos usados actualmente, y a que las diferentes combinaciones de éstos pueden incrementar significativamente los diferentes efectos del flujo plástico y la contracción. Debe notarse que para diferentes tipos de ingredientes, como superplastificadores y materiales puzolánicos ha sido encontrado que tienen efectos considerablemente diferentes en la contracción y flujo plástico del concreto. Las pruebas de corto plazo se recomiendan para determinar los parámetros de concretos especializados (que pueden contener los ingredientes mencionados arriba) para la predicción de la deformación a largo plazo.

IV.B.4.5. NORMATIVIDAD VIGENTE DEL FLUJO PLÁSTICO

Las Normas Técnicas Complementarias de Estructuras de Concreto *del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal* (RCDF) establece que se considere un coeficiente de flujo plástico o deformación diferida final de 2.4 para concretos clase 1 (peso específico mayor a 2.2 t/m³) y de 5 para concreto de clase 2 (peso específico entre 1.9 y 2.2 t/m³).

IV.B.5. ANALISIS Y DISCUSIÓN DE DATOS EXPERIMENTALES

Para las doce mezclas de concreto analizadas se determinó experimentalmente el flujo plástico y se aplicaron los tres métodos de predicción aquí analizados. De acuerdo con su fecha de colado, los concretos se analizaron a 1, 2 y 5 años. El desarrollo del flujo plástico real y los estimados por los métodos se presentan en las gráficas 4.33 a 4.44, donde se observa que los métodos Neville y Fuentes presentan un comportamiento similar y se adaptan mejor a los resultados experimentales; por su parte el método ACI 209R-92(97) se aplicó para una aplicación de carga a los 28 días, para esta condición el comité ACI recomienda la ecuación siguiente:

MEZCLAS DE CONCRETO 1995

CEMENTO PORTLAND TIPO VI, GRAVA CALIZA Y ARENA CALIZA SIN LAVAR

CEMENTO PORTLAND TIPO VI, GRAVA CALIZA Y ARENA CALIZA LAVADA

FIG.4.33 FLUJO PLÁSTICO

MEZCLA A2-27/ABR/95

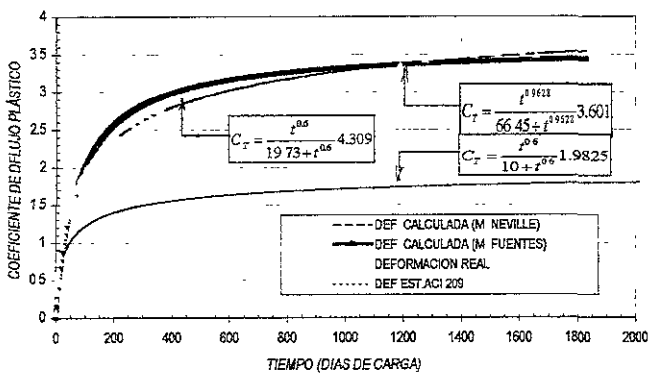


FIG.4.34 FLUJO PLÁSTICO

MEZCLA A3-2/MAY/95

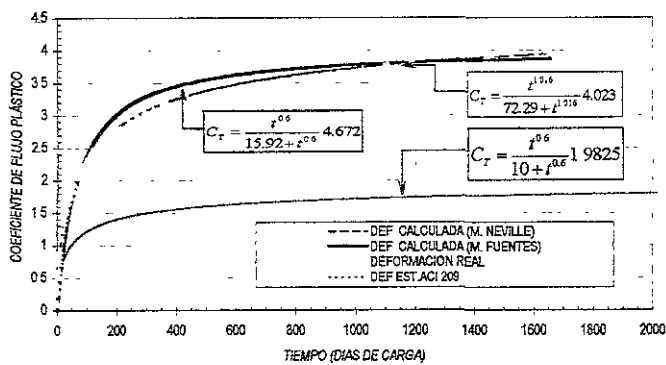


FIG.4.35 FLUJO PLÁSTICO

MEZCLA A4 - 04/MAY/95

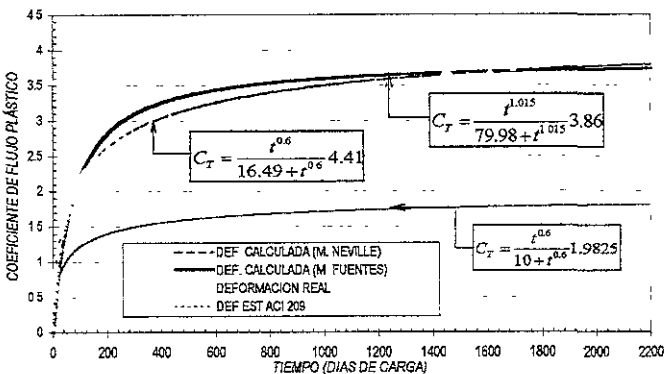


FIG.4.36 FLUJO PLÁSTICO

MEZCLA A6 - 25/MAY/95

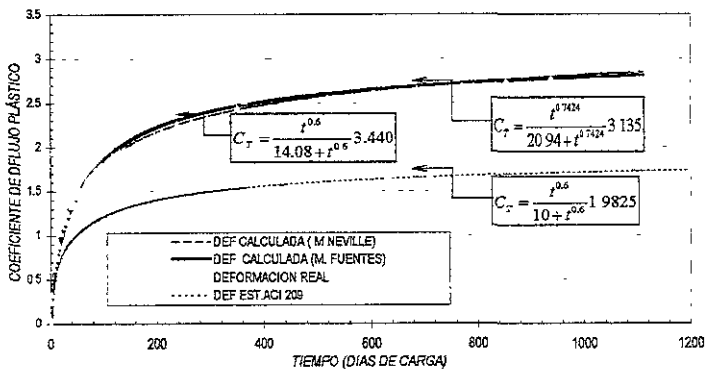


FIG.4.37 FLUJO PLÁSTICO

MEZCLA A9 - 31/MAY/95

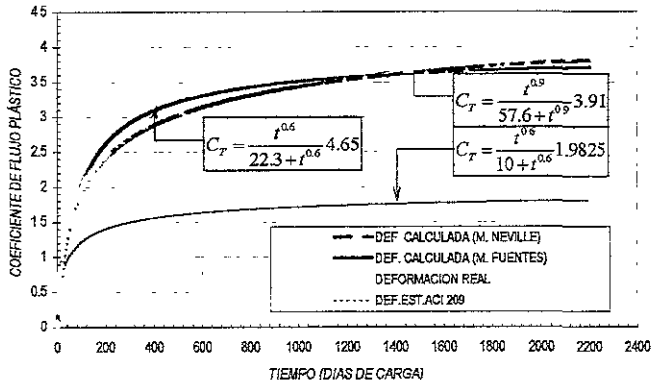
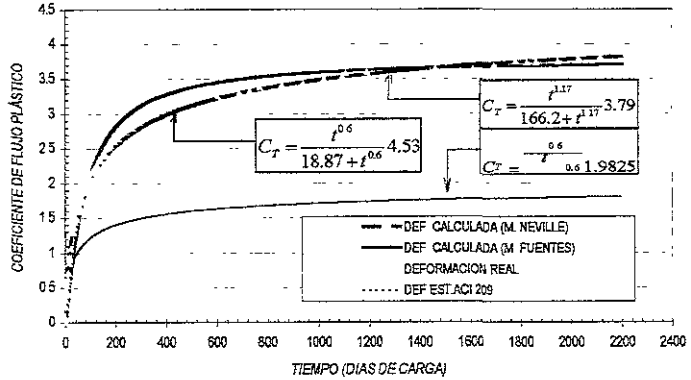


FIG.4.38 FLUJO PLÁSTICO

MEZCLA A10 - 06/JUN/95



MEZCLAS DE CONCRETO 1998: CEMENTO PORTLAND TIPO I, GRAVA CALIZA Y ARENA ANDESITA: B12, B14, B16

MEZCLAS DE CONCRETO 1999-2000: CEMENTO PORTLAND TIPO I, GRAVA BASALTO Y ARENA DE RÍO: C20, C21, C25.

FIG. 4.39 FLUJO PLÁSTICO

MEZCLA B12 - 26/MAY/98
ANALIZADA 2 AÑOS

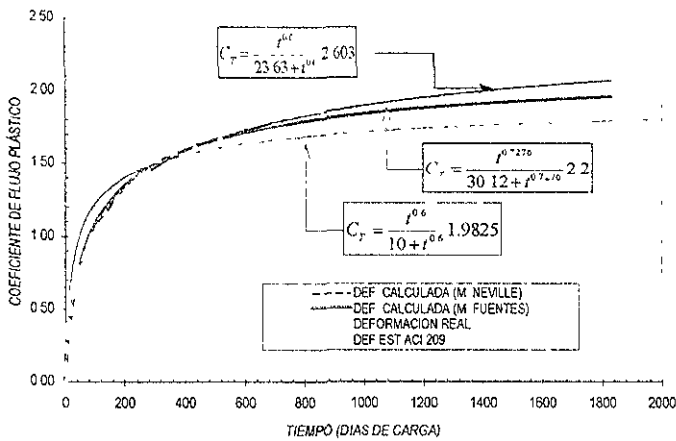


FIG. 4.40 FLUJO PLÁSTICO

MEZCLA C120 - 6/NOV/99
ANALIZADO 1 AÑO

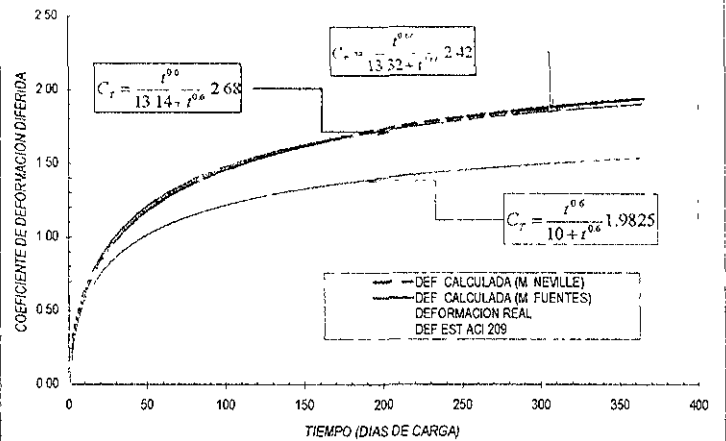


FIG. 4.41 FLUJO PLÁSTICO

MEZCLA B14 - 02/JUN/98
ANALIZADA 2 AÑOS

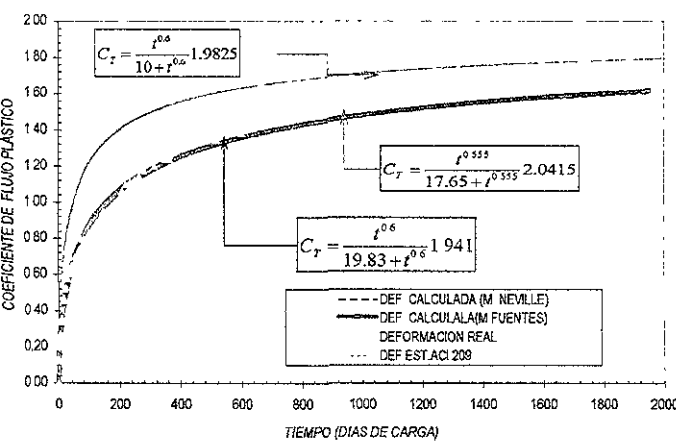


FIG. 4.42 FLUJO PLÁSTICO

MEZCLA C21 - 10/NOV/99
ANALIZADO A 1 AÑO

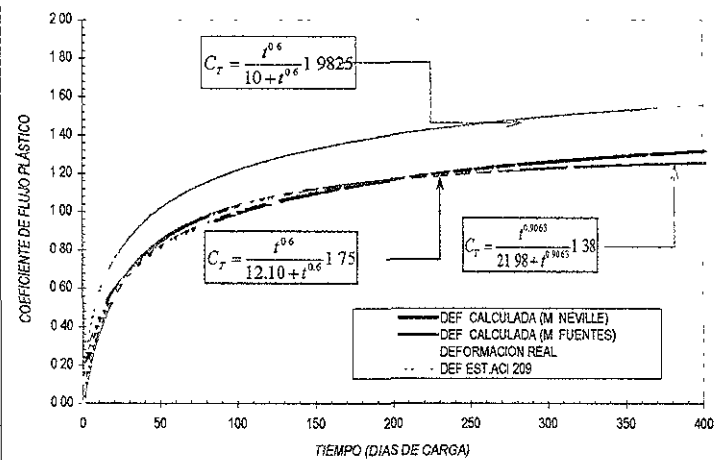


FIG. 4.43 FLUJO PLÁSTICO

MEZCLA B16 - 08/JUN/98
ANALIZADA 2 AÑOS

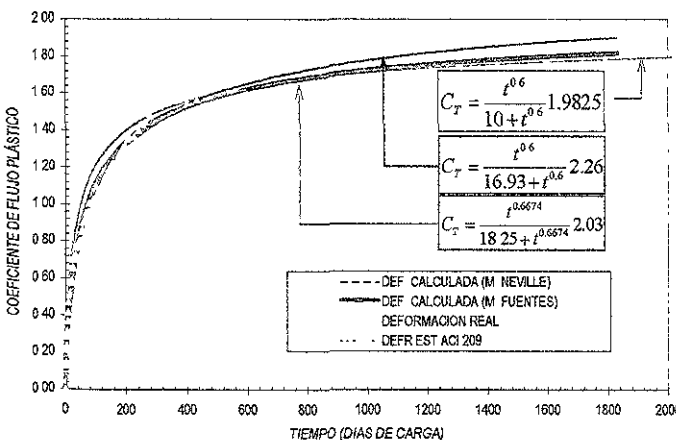
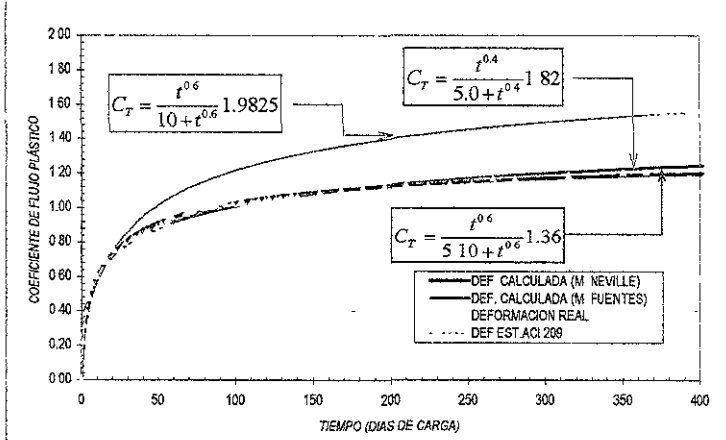


FIG. 4.44 FLUJO PLÁSTICO

MEZCLA C 25 - 19/ENE/00
1 AÑO



$$C_T = \frac{t^{0.6}}{10 + t^{0.6}} 1.9825 \quad [4.43]$$

La falta de correlación entre valores experimentales y reales del método ACI-209 sólo hace patente que el método genera valores promedio, debemos aclarar que con éste método se tiene una menor correspondencia de datos para los concretos elaborados en 1995, es decir, para los concretos con cemento Portland puzolánico y ambos agregados de origen calizo.

En la tabla 4.9 se muestran los valores experimentales y los parámetros de predicción de los métodos de flujo plástico, así como los de contracción por secado para el año y la última lectura registrada, un seguimiento a detalle de los parámetros de predicción de las ecuaciones de flujo plástico para los métodos de Neville y Fuentes se muestra en el anexo A.

Para los concretos elaborados con distintos tipos de agregados la forma de la curva de flujo plástico es muy similar. Las figuras 4.45 a 4.48 indican el desarrollo del flujo plástico para las combinaciones de agregado propuestas. Al comparar las mezclas de concreto elaboradas con el mismo tipo de agregado, pero diferente consumo de cemento y relación agua/cemento, se aprecia que no necesariamente hay una relación entre consumo de cemento y flujo plástico o relación agua/cemento - flujo plástico para las mezclas analizadas. Tanto el consumo de cemento como la relación agua/cemento tienen un doble efecto en el desarrollo del flujo plástico, por un lado a mayor consumo de cemento o menor relación agua/cemento se tiene un concreto con mayor resistencia y menor deformabilidad, lo que tendría por consecuencia una disminución del flujo plástico; por otro lado al tener mayor consumo de cemento o menor relación agua/cemento se logra un mayor volumen de la pasta de cemento, que es la fuente del flujo plástico, por lo que se incrementaría éste último. En este sentido, se encontró una relación sólo para los concretos con grava basáltica y arena de río, donde a mayor consumo de cemento y menor relación agua/cemento se obtienen un menor coeficiente de flujo plástico.

El efecto del consumo de cemento en el coeficiente de flujo plástico se muestra en la figura 4.49 donde se señalan las diferencias de emplear un agregado u otro, de modo que un concreto con 400 kg/m^3 denotará un menor coeficiente de flujo plástico si lo constituyen agregados gruesos de basalto y finos de río, o grava caliza y arena andesita, y presentará un mayor coeficiente si contiene arena y grava caliza. Por su parte las deformaciones las deformaciones totales del concreto son afectadas por el tipo de agregado del modo siguiente:

DEFORMACIÓN TOTAL PROMEDIO

Grava caliza y arena caliza sin lavar	2252.9×10^{-6}
Grava caliza y arena caliza lavada	2277.3×10^{-6}
Grava caliza y arena andesita	2245.1×10^{-6}
Grava basalto y arena de río	3322.4×10^{-6}

Los valores anteriores se confirman con la figura 4.50, en la cual se confronta la deformación total vs. consumo de cemento, y permite apreciar como los agregados gruesos calizos restringen en mayor magnitud la deformación total que el agregado basalto. Entonces los concretos con ambos agregados calizos tienen coeficientes de flujo plástico altos pero deformaciones totales moderadas, en tanto, un concreto con agregado fino de río y grueso de basalto desarrolla deformaciones totales de mayor magnitud y coeficientes de flujo plástico bajos.

TABLA 4.9 PARÁMETROS DE PREDICCIÓN Y VALORES REALES DE DEFORMACIONES Y CAMBIOS VOLUMÉTRICOS DE LOS CONCRETOS ANALIZADOS

MEZCLA	FECHA DE COLADO	TIPO DE AGREGADO	PARÁMETROS DE PREDICCIÓN DE FLUJO PLÁSTICO						PARÁMETROS DE PREDICCIÓN DE CONTRACCIÓN POR SECADO				CONTRACCIÓN POR SECADO REAL ÚLTIMA [1] AÑO-VIGAS]	CONTRACCIÓN POR SECADO REAL ÚLTIMA [1] AÑO-
			M. NEVILLE		M. FUENTES			ESPECIMEN ESTANDAR		ESPECIMEN CILINDRICO				
			b	Cu X 10 ⁻⁶	a	b	Cu x 10 ⁻⁶	Eu x 10 ⁽⁻⁵⁾	b	Eu x 10 ⁽⁻⁵⁾	b			
A2	27-Abr-95	GRAVA CALIZA Y ARENA CALIZA SIN LAVAR	19.73	4.309	0.962	66.45	3.601	6.640	22.36	5.655	40.34	627.5	523.3	
A3	02-May-95		15.92	4.672	1.016	72.29	4.023	4.510	24.23	5.469	47.14	415.0	480.0	
A4	04-May-95		16.49	4.412	1.015	79.98	3.857	5.040	18.13	5.411	53.70	467.5	446.7	
A8	25-May-95		14.08	3.440	0.742	20.94	3.135	6.126	23.60	5.556	46.44	576.3	490.0	
A9	31-May-95		22.29	4.650	0.898	57.60	3.920	6.603	25.77	6.643	66.79	611.3	563.3	
A10	06-Jun-95	18.87	4.534	1.165	166.17	3.789	6.070	21.82	6.634	83.26	560.0	493.3		
B12	26-May-98	GRAVA CALIZA Y ARENA ANDESITA	23.63	2.603	0.728	30.12	2.199	5.508	37.44	5.745	94.26	528.8	406.7	
B14	02-Jun-98		19.83	1.941	0.555	17.65	2.042	4.726	48.41	6.444	70.48	411.3	513.3	
B16	08-Jun-98		16.93	2.256	0.667	18.25	2.036	5.080	32.14	5.633	23.56	471.3	536.7	
C20	08-Nov-99	GRAVABASALTO Y ARENA DE RÍO	13.14	2.676	0.660	13.32	2.421	5.840	25.74	7.359	29.82	555.0	706.7	
C21	10-Nov-99		12.10	1.755	0.906	21.98	1.380	6.315	26.95	8.566	29.45	610.0	816.7	
C25	19-Ene-00		5.30	1.375	0.397	5.00	1.823	6.068	32.14	8.400	21.62	577.5	820.0	
PROMEDIO			17.4	4.5	1.0	72.9	3.8	5.4	21.6	5.5	47.1	503.3	483.3	
CAL-CAL S/L			18.4	4.2	0.9	81.6	3.6	6.3	23.7	6.3	65.5	582.5	515.6	
CAL-CAL-L			17.9	4.3	1.0	77.2	3.7	5.8	22.7	5.9	56.3	542.9	499.4	
CAL-AND			20.1	2.3	0.7	22.0	2.1	5.1	39.3	5.9	62.8	470.5	485.6	
BAS-RIO			10.2	1.9	0.7	13.4	1.9	6.1	28.3	8.1	27.0	580.8	781.1	
TOTAL			16.5	3.2	0.8	47.5	2.9	5.7	28.2	6.5	50.6	534.3	566.4	
MEZCLA	CONSUMO DE CEMENTO [Kg/m ³]	AGUA/CEMENTO A/CT	A LA ÚLTIMA LECTURA						AL AÑO					
			DEFORMACIÓN ELÁSTICA	CONTRACCIÓN POR SECADO	FLUJO PLÁSTICO+ DEF ELÁSTICA	COEF. DE FLUJO PLÁSTICO	DEF TOTAL	DURACIÓN CARGA APLICADA	DEFORMACIÓN ELÁSTICA	CONTRACCIÓN POR SECADO (CILINDRO)	FLUJO PLÁSTICO+ DEF. ELÁSTICA	COEF. DE FLUJO PLÁSTICO	DEF TOTAL	
			[E-Es] _o	Es [10 ⁻⁶]	[E-Es] _o	Ct	E total [10 ⁻⁶]	t	[E-Es] _o	Es [10 ⁻⁶]	[E-Es] _o	Ct	E total [10 ⁻⁶]	
A2	319	0.639	393.3	553.3	1766.7	3.492	2320.0	4.5	393.3	523.3	1478.3	2.758	2000.7	
A3	381	0.546	453.3	636.7	2255.0	3.974	2891.7	4.5	453.3	480.0	1895.0	3.180	2374.0	
A4	491	0.460	485.0	590.0	2356.7	3.859	2946.7	5.8	485.0	446.7	1938.3	2.997	2384.0	
A8	454	0.469	518.3	533.3	2050.0	2.955	2583.3	3	518.3	490.0	1825.0	2.521	2314.0	
A9	384	0.569	420.0	706.7	2031.7	3.837	2738.3	5.8	420.0	563.3	1633.3	2.889	2195.7	
A10	317	0.634	443.3	690.0	2140.0	3.827	2830.0	5.8	443.3	493.3	1830.0	3.128	2322.3	
B12	350	0.483	623.3	596.7	1786.7	1.866	2383.3	2.3	623.3	406.7	1608.3	1.580	2014.0	
B14	400	0.425	680.0	640.0	1708.3	1.512	2348.3	2.2	680.0	513.3	1535.0	1.257	2047.3	
B16	493	0.337	835.0	553.3	2223.3	1.663	2776.7	1.4	835.0	536.7	2138.3	1.561	2674.0	
C20	400	0.428	881.7	706.7	2548.3	1.890	3255.0	1	881.7	706.7	2548.3	1.890	3255.0	
C21	450	0.382	1163.3	816.7	2660.0	1.287	3476.7	1	1163.3	816.7	2660.0	1.287	3476.7	
C25	500	0.300	1120.0	762.3	2473.3	1.208	3235.6	1	1120.0	762.3	2473.3	1.208	3235.7	
PROMEDIO			443.9	593.3	2126.1	3.8	2719.4		443.9	483.3	1770.6	3.0	2252.9	
CAL-CAL S/L	397.0	0.6	460.6	643.3	2073.9	3.6	2717.2		460.6	515.6	1762.8	2.8	2277.3	
CAL-CAL-L	387.7	0.6	452.2	618.3	2100.0	3.7	2718.3		452.2	499.4	1766.7	2.9	2265.1	
CAL-AND	414.3	0.4	712.8	596.7	1906.1	1.7	2602.8		712.8	485.6	1760.6	1.5	2245.1	
BAS-RIO	450.0	0.4	1055.0	761.9	2560.5	1.5	3322.4		1055.0	761.9	2560.6	1.5	3322.4	
TOTAL	409.9	0.5	688.1	648.8	2166.7	2.6	2816.6		688.1	561.6	1963.6	2.2	2524.4	

COMPARATIVA DEL DESARROLLO DEL FLUJO PLÁSTICO PARA CONCRETOS CON CONSUMO DE CEMENTO SIMILAR Y DIFERENTES AGREGADOS

FIG.4.45 DESARROLLO DEL FLUJO PLÁSTICO DE CONCRETOS CON GRAVA CALIZA Y ARENA CALIZA SIN LAVAR

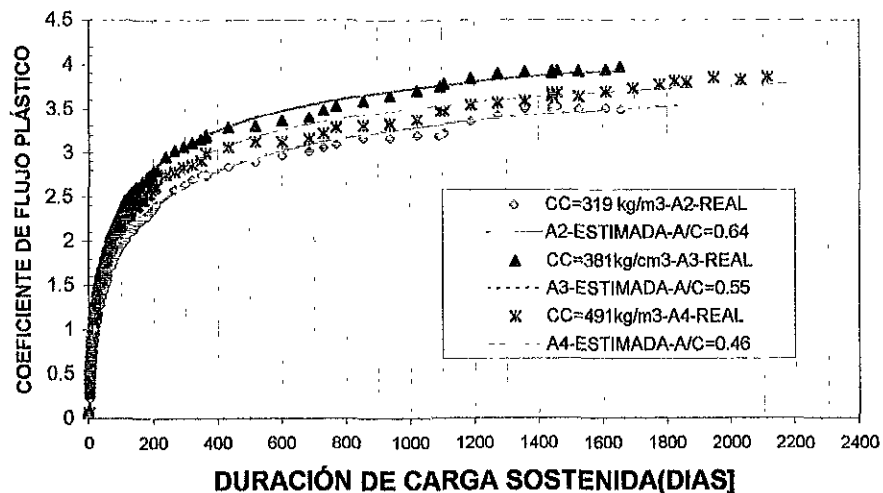


FIG.4.46 DESARROLLO DEL FLUJO PLÁSTICO DE CONCRETOS CON GRAVA CALIZA Y ARENA CALIZA LAVADA

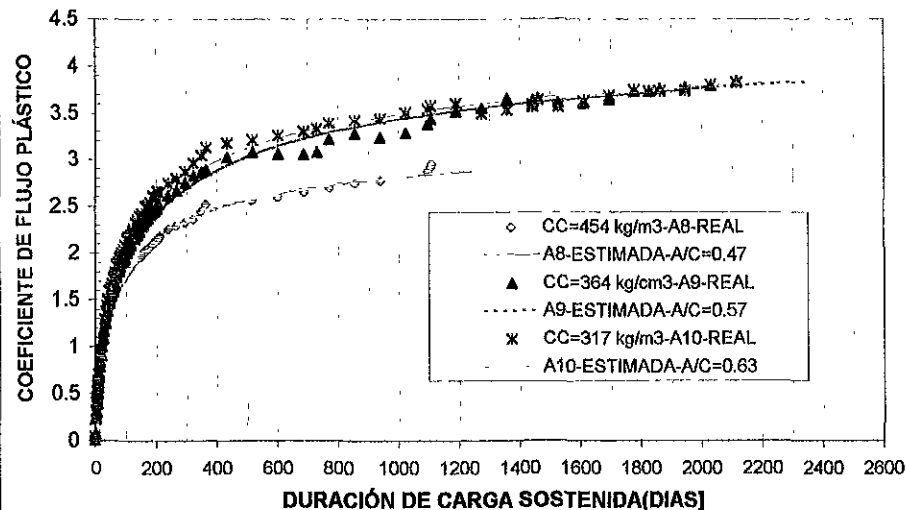


FIG.4.47 DESARROLLO DEL FLUJO PLÁSTICO DE CONCRETOS CON GRAVA CALIZA Y ARENA ANDESITA

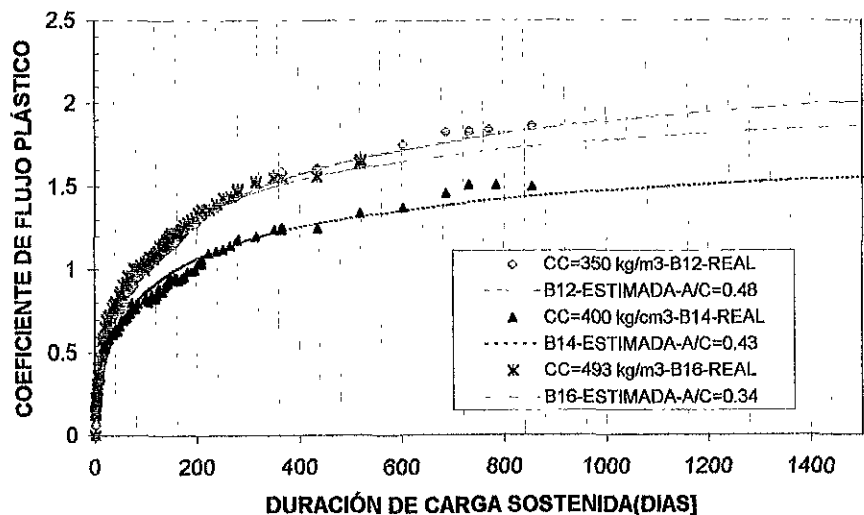


FIG.4.48 DESARROLLO DEL FLUJO PLÁSTICO DE CONCRETOS CON GRAVA BASALTO Y ARENA DE RÍO

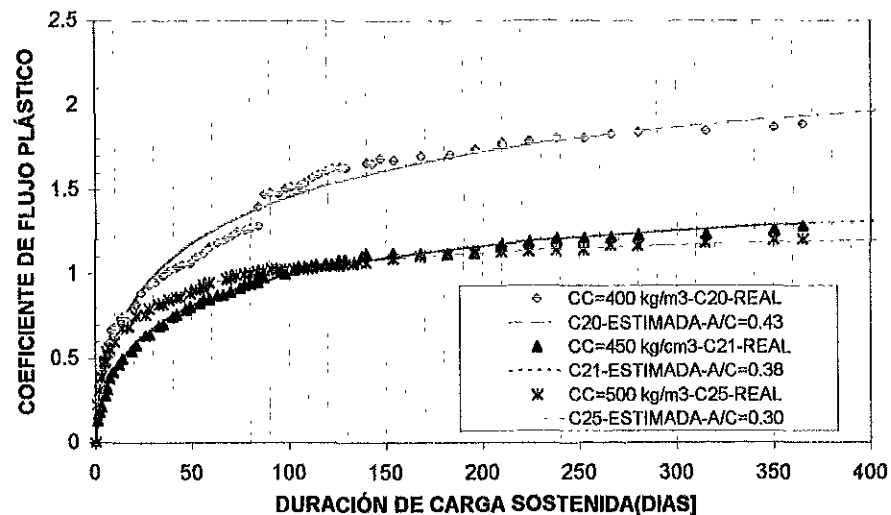


FIG.4.49 EFECTO DEL CONSUMO DE CEMENTO EN EL COEFICIENTE DE FLUJO PLÁSTICO [1 AÑO]

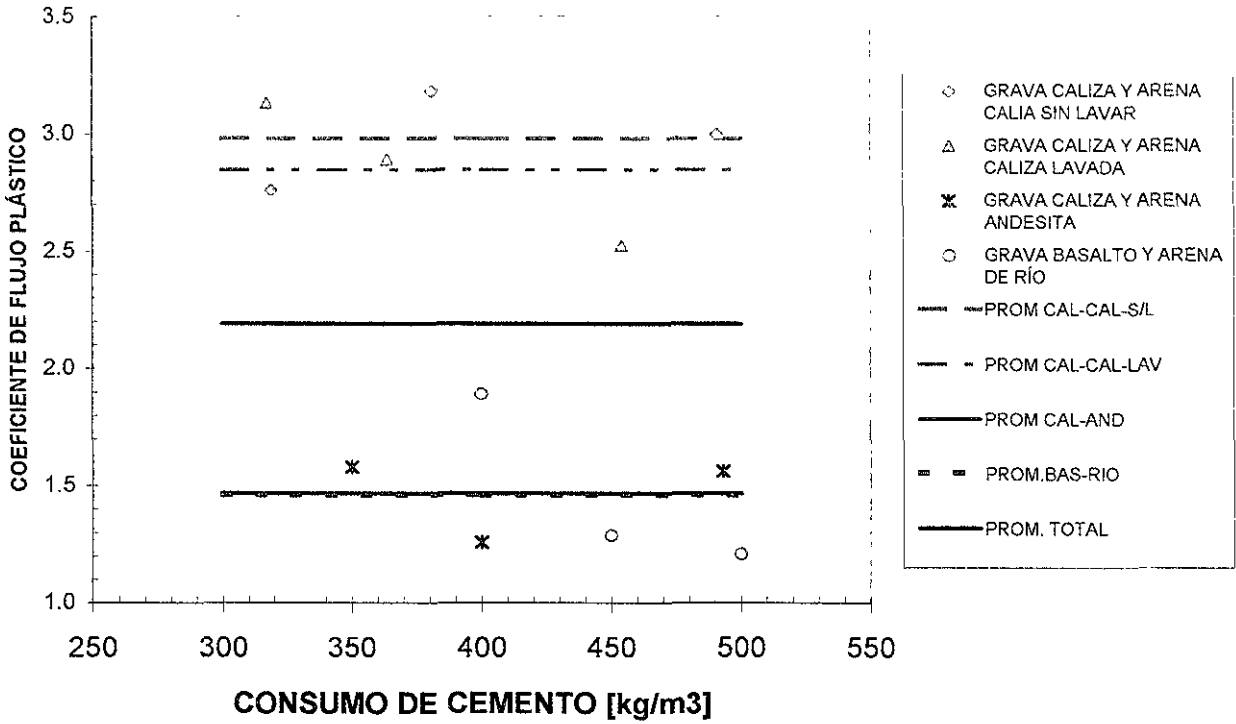
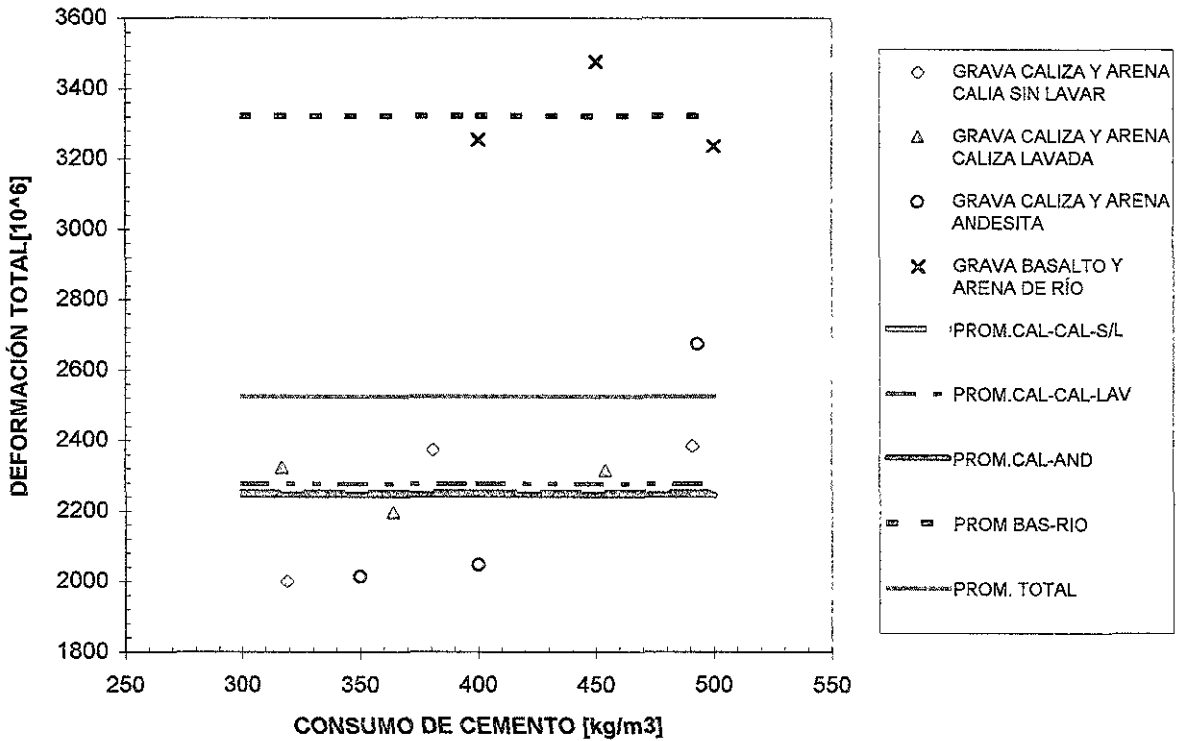


FIG.4.50 EFECTO DEL CONSUMO DE CEMENTO EN LA DEFORMACIÓN TOTAL DEL CONCRETO [1 AÑO]



A primera instancia los resultados anteriores parecen contradictorios, sin embargo, tienen una explicación perfectamente lógica: los agregados calizos en el concreto provocan deformaciones elásticas de baja magnitud y concretos con grava basalto y arena de río provocan deformaciones elásticas del orden del doble que los calizos, los concretos con grava caliza y arena andesita desarrollan deformaciones elásticas intermedias de las combinaciones de agregados anteriores, la deformación elástica adquiere relevancia porque el coeficiente de flujo plástico está en función de ella.

Siguiendo los mismos rangos de consumo de cemento señalados al principio del capítulo se puede comparar el efecto del agregado en el flujo plástico para un mismo o similar consumo de cemento, en las gráficas 4.51 a 4.55 se presenta dicha comparación, donde se graficaron los datos reales y los generados por el método Neville solamente. De la comparación anterior se observa que la combinación de agregados restringe el desarrollo del flujo plástico del concreto en el siguiente orden:

RANGO 1:	MENOR FLUJO PLASTICO: GRAVA CALIZA Y ARENA CALIZA SIN LAVAR MAYOR FLUJO PLASTICO: GRAVA CALIZA Y ARENA CALIZA LAVADA
RANGO 2:	MENOR FLUJO PLASTICO: GRAVA CALIZA Y ARENA ANDESITA MAYOR FLUJO PLASTICO :GRAVA CALIZA Y ARENA CALIZA LAVADA
RANGO 3:	MENOR FLUJO PLASTICO: GRAVA CALIZA Y ARENA ANDESITA GRAVA BASALTO Y ARENA DE RIO MAYOR FLUJO PLASTICO: GRAVA CALIZA Y ARENA CALIZA SIN LAVAR
RANGO 4:	MENOR FLUJO PLASTICO: GRAVA BASALTO Y ARENA DE RIO MAYOR FLUJO PLASTICO: GRAVA CALIZA Y ARENA CALIZA LAVADA
RANGO 5:	MENOR FLUJO PLASTICO: GRAVA BASALTO Y ARENA DE RIO GRAVA CALIZA Y ARENA ANDESITA MAYOR FLUJO PLASTICO: GRAVA CALIZA Y ARENA CALIZA SIN LAVAR

Con base en la comparación anterior y en la tabla 4.9 podemos observar que en términos generales los agregados restringen al flujo plástico del concreto en el siguiente orden (de menor flujo plástico a mayor flujo plástico generado):

1. Grava basalto y arena de río.
2. Grava caliza y arena andesita.
3. Grava caliza y arena caliza lavada
4. Grava caliza y arena caliza sin lavar

Donde la restricción que ejercen la combinación basalto-arena de río y caliza-andesita tiende a valores similares del coeficiente del flujo plástico, mostrando una ligera ventaja ella combinación basalto-arena de río. Nuevamente se demuestra que el efecto del lavado para arenas calizas es mínimo en el flujo plástico.

En las figuras 4.5 a 4.9 y 4.51 a 4.55 se muestra como el efecto del tipo de agregado es menor en la magnitud del flujo plástico que para la magnitud de la resistencia a compresión. La variación del flujo plástico con respecto al tipo de agregado empleado es menor e implica mayor dificultad su determinación debido a la variedad de factores que actúan activamente en el flujo plástico, en general apreciamos que el agregado grueso basalto y la arena de río, así como la grava caliza y la arena andesita restringen más al flujo plástico, en comparación con ambos agregados calizos.

COMPARATIVA DEL DESARROLLO DEL FLUJO PLÁSTICO PARA CONCRETOS CON CONSUMO DE CEMENTO SIMILAR Y DIFERENTES AGREGADOS

FIG.4.51 COMPARATIVA DE FLUJO PLASTICO REAL DE CONCRETO CON DISTINTOS AGREGADOS RANGO 1N 310 < CC < 326

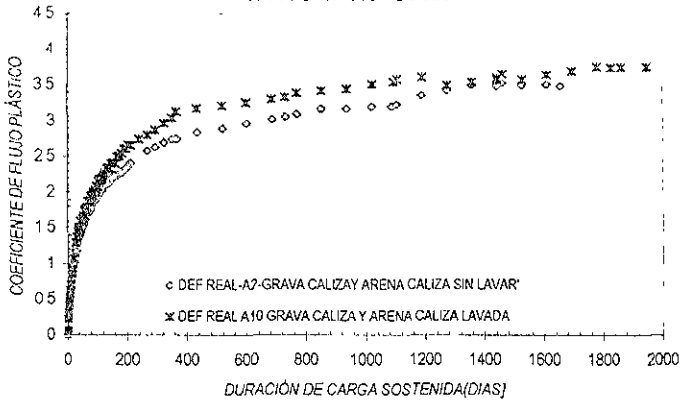


FIG.4.52 COMPARATIVA DE FLUJO PLASTICO REAL DE CONCRETOS CON DISTINTOS AGREGADOS RANGO 2N 348 < CC < 366

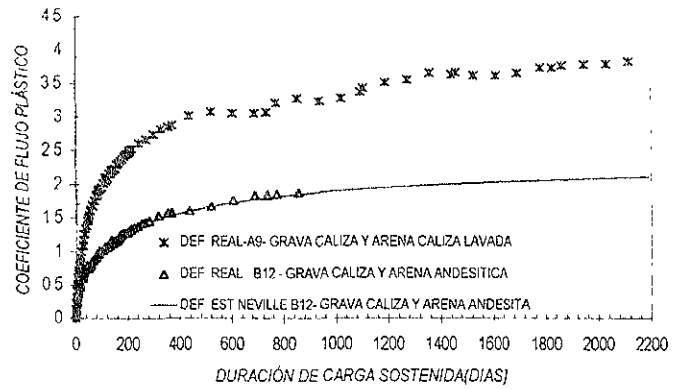


FIG.4.53 COMPARATIVA DE FLUJO PLASTICO REAL PARA CONCRETOS CON DISTINTOS AGREGADOS RANGO 3N 380 < CC < 401

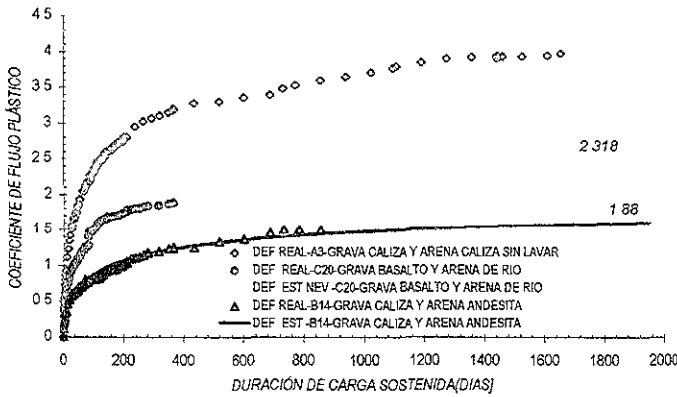
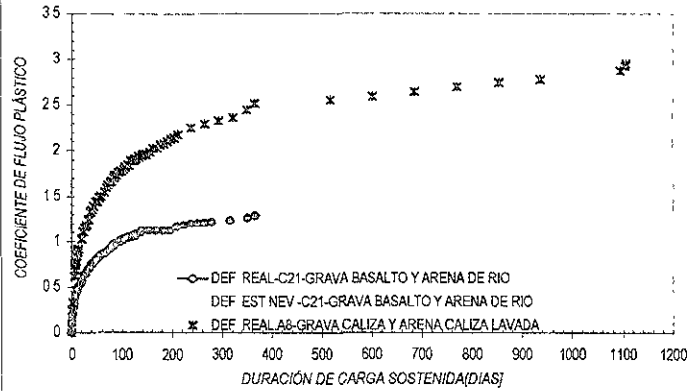


FIG.4.54 COMPARATIVA DE FLUJO PLASTICO REAL PARA CONCRETOS CON DISTINTOS AGREGADOS RANGO 4N 440 < CC < 460



PARA LA COMPARACION DEL COMPORTAMIENTO DE LAS DISTINTAS MEZCLAS DE CONCRETO SE CONSIDERO UN +5.00% DE VARIANZA ENTRE LA MEDIA DE CONSUMO DE CEMENTO DE CADA RANGO. SE PROPOENEN 5 RANGOS O INTERVALOS DE CONSUMO DE CEMENTO DE LAS MEZCLAS ANALIZADAS

RANGO	MEZCLA	MEDIA	CC - CONSUMO DE CEMENTO [kg/m ³]
1	310 < CC < 326	318	
2	348 < CC < 366	366	
3	380 < CC < 401	391	
4	440 < CC < 460	450	
5	481 < CC < 505	493	

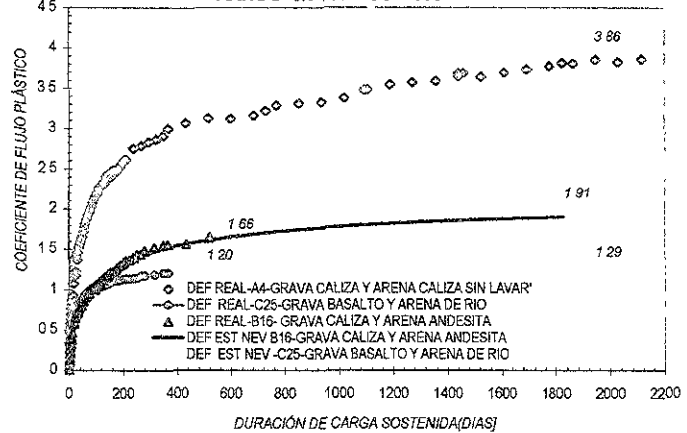
LAS COMBINACIONES DE AGREGADOS ANALIZADAS PRESENTAN DE MENOR A MAYOR FLUJO PLASTICO O DEFORMACION DIFERIDA DE ACUERDO AL SIGUIENTE ORDEN

- 1 GRAVA BASALTO Y ARENA DE RIO
- 2 GRAVA CALIZA AY ARENA ANDESITICA
- 3 GRAVA CALIZA Y ARENA CALIZA SIN LAVAR
- 4 GRAVA CALIZA Y ARENA CALIZA LAVADA

EL EFECTO DEL LAVADO PARA ARENAS CALIZAS ES MINIMO EN EL FLUJO PLASTICO

RANGO	MEZCLA	AGREGADOS
RANGO 1	MENOR FLUJO PLASTICO MAYOR FLUJO PLASTICO	GRAVA CALIZA Y ARENA CALIZA SIN LAVAR GRAVA CALIZA Y ARENA CALIZA LAVADA
RANGO 2	MENOR FLUJO PLASTICO MAYOR FLUJO PLASTICO	GRAVA CALIZA Y ARENA ANDESITA GRAVA CALIZA Y ARENA CALIZA LAVADA
RANGO 3	MENOR FLUJO PLASTICO MAYOR FLUJO PLASTICO	GRAVA CALIZA Y ARENA ANDESITA GRAVA BASALTO Y ARENA DE RIO GRAVA CALIZA Y ARENA CALIZA SIN LAVAR
RANGO 4	MENOR FLUJO PLASTICO MAYOR FLUJO PLASTICO	GRAVA BASALTO Y ARENA DE RIO GRAVA CALIZA Y ARENA CALIZA LAVADA
RANGO 5	MENOR FLUJO PLASTICO MAYOR FLUJO PLASTICO	GRAVA BASALTO Y ARENA DE RIO GRAVA CALIZA Y ARENA ANDESITA GRAVA CALIZA Y ARENA CALIZA SIN LAVAR

FIG.4.55 COMPARATIVA DE FLUJO PLASTICO REAL PARA CONCRETOS CON DISTINTOS AGREGADOS RANGO 5N 481 < CC < 505



MEZCLAS 1995: GRAVA CALIZA Y ARENA CALIZA

DESARROLLO DEL FLUJO PLÁSTICO A TRAVÉS DEL TIEMPO: PROYECCIÓN A 30 AÑOS

IV.C. CONTRACCION POR SECADO

IV.C.1. CONCEPTO Y CAUSAS DE LA CONTRACCION POR SECADO

El concreto por su naturaleza es un material inestable volumétricamente, ya que a través del tiempo experimenta cambios de volumen por causas físicas y químicas. Las físicas pueden ser de origen mecánico (cargas y sollicitaciones) que generan esfuerzos en la estructura y que las denominamos deformaciones (vid infra), o de origen ambiental (temperatura y humedad), que denominamos propiamente cambios de volumen. Las de origen químico (independientemente de algunos cambios en la hidratación del cemento), se producen ocasionalmente de reacciones dañinas, originadas interna o externamente, que típicamente son de expansión local y merman la durabilidad del concreto.

Los cambios de volumen del concreto pueden ser expansiones o contracciones. La contracción del concreto es un fenómeno sencillo en su manifestación, un decremento del volumen del concreto, pero un fenómeno complejo cuando se quieren entender sus causas, las cuales están ligadas directamente con la hidratación del cemento y con las condiciones ambientales. La contracción es causada por la pérdida de agua por evaporación o por la hidratación del cemento, y también por carbonatación. La expansión es el fenómeno opuesto a la contracción y es el incremento del volumen por absorción de agua; la contracción y la expansión indican un movimiento de agua fuera o dentro de la estructura de gel de un elemento de concreto, a causa de la humedad diferencial o saturación entre el espécimen sin carga externa y el medio. Si los cambios volumétricos se generan en exceso es probable que produzcan grietas y alteren desfavorablemente el comportamiento y la durabilidad del concreto.

Al no tener un elemento de concreto restricciones, el cambio de volumen disminuye y no produce esfuerzos, pero en la práctica los miembros estructurales de concreto tienen restricciones, por lo que al expandirse se producen esfuerzos de compresión y al contraerse esfuerzos de tensión, los cuales suelen ser de mayor magnitud que los de compresión, como consecuencia es posible la aparición de grietas en el elemento debido a que el concreto tiene poca resistencia a esfuerzos de tensión, de ahí la importancia de la contracción.

Frecuentemente los cambios volumétricos se manejan linealmente, a pesar de ser tridimensionales, ello es para simplificar su trato y expresarlos adimensionalmente o en porcentaje, permitiendo así una comparación exenta de unidades y dimensiones. En circunstancias normales estos cambios son del orden de millonésimas (10^{-6}). La reducción en el volumen (deformación volumétrica) es tres veces la contracción lineal. Las variaciones dimensionales del concreto se aprecian desde su colocación y compactación en cimbras y continúan presentándose durante toda su vida útil, su forma de manifestación y evolución dependen de las condiciones de exposición y servicio de la estructura.

La hidratación del cemento se da a partir del contacto entre el cemento Portland y el agua, cuya reacción química provoca una liberación de calor y una contracción del volumen sólido. Existe una relación entre resistencia, calor y contracción volumétrica.

Ningún concreto presenta desarrollo de resistencia sin presentar contracción volumétrica y liberación de calor, esto se debe a que la hidratación del cemento Portland implica una reducción del volumen sólido causado por la hidratación de los silicatos tricálcico (C_3S) y dicálcico (C_2S), que constituyen la parte esencial del cemento Portland, y la formación de etringita ($C_3A \cdot 3CaSO_4 \cdot 32H_2O$) - resultado de la reacción entre el aluminato tricálcico [C_3A], sulfato de calcio y agua.³³

Existen varios tipos de contracción, que se van dando desde el estado fresco, siguen a lo largo del fraguado y prosiguen en el estado endurecido. Describimos a continuación cada una:

- **Contracción plástica.** En tanto la pasta de cemento sea plástica experimenta una contracción del orden del 1% del volumen absoluto del cemento seco, como consecuencia de la pérdida de agua por evaporación de la superficie de concreto fresco o por succión del concreto seco que se pudiera encontrar por debajo. La contracción induce esfuerzo de tensión a las capas de la superficie porque están restringidas por el concreto interior no contraído, como a esta edad el concreto tiene poca cohesión se puede producir rápidamente un agrietamiento plástico en la superficie. Esta contracción es mayor cuando se incrementa el consumo de cemento y menor cuando el volumen de agregado es mayor en la mezcla.
- **Contracción autógena o química.** El concreto presenta una contracción aún cuando no haya movimiento de humedad entre éste y el ambiente, recibe el nombre de autógena, es producida por la pérdida de agua utilizada en la hidratación del cemento y por reacciones químicas. Tiene poca magnitud, normalmente es de 50 a 100 X 10⁻⁶. No se presenta cuando el concreto se cura bajo agua.
- **Contracción por secado.** Se denomina así a la disminución del volumen de un elemento de concreto endurecido al perder humedad por evaporación del agua interna del concreto, por lo que sucede después que el concreto ha alcanzado su fraguado final y el proceso químico de hidratación en el gel de cemento ha sido completado en su mayor parte, dicha contracción avanza lentamente.
- **Contracción térmica:** Aquella que se da a partir del decremento de temperatura en el concreto.
- **Contracción por carbonatación:** Simultáneamente con la contracción por secado sucede una contracción debida a la exposición del aire. El CO_2 que se encuentra en la atmósfera bajo condiciones de humedad forma un ácido carbónico que reacciona con el hidróxido de calcio [$Ca(OH)_2$] del concreto liberado en la hidratación del cemento para formar carbonato de calcio [$CaCO_3$], otros componentes del cemento son también descompuestos. Dicho proceso de carbonatación se propaga lentamente desde la superficie del concreto hasta su interior. La velocidad de carbonatación depende de la permeabilidad y contenido de humedad del concreto, así como de la humedad relativa del medio ambiente. Como un la permeabilidad del concreto se rige por la relación agua/cemento y la efectividad del curado, un concreto con una alta relación agua/cemento y con un curado mal llevado será más propenso a la carbonatación. Esta contracción afecta a los edificios históricos.³⁴

³³ High - Performance Concrete. P.C. Aitcin, cap.12.

³⁴ Manual de Tecnología del Concreto, Sección 3, CFE-II.

El concreto una vez colado tiende a expandirse a edades tempranas de secado - siempre y cuando haya tenido un curado continuo, ello se debe a la expansión del concreto fresco producida por el crecimiento de los cristales de etringita y portlandita que se forman cuando el concreto empieza a endurecerse o por la expansión de los cristales C-S-H debido a la absorción de agua. A ésta edad el concreto es un material suave y con una cohesión débil, por lo que al crecer éstas partículas empujan a las demás partículas y resulta en un incremento de volumen aparente (vid. fig. 4.58). Posteriormente con el transcurrir del tiempo hay una pérdida de humedad que provoca la contracción por secado. La contracción total del concreto se debe principalmente a dicho tipo de contracción, a razón de que las demás contracciones son de una magnitud menor y son producidas bajo las condiciones particulares indicadas arriba y en la tabla 4.10.

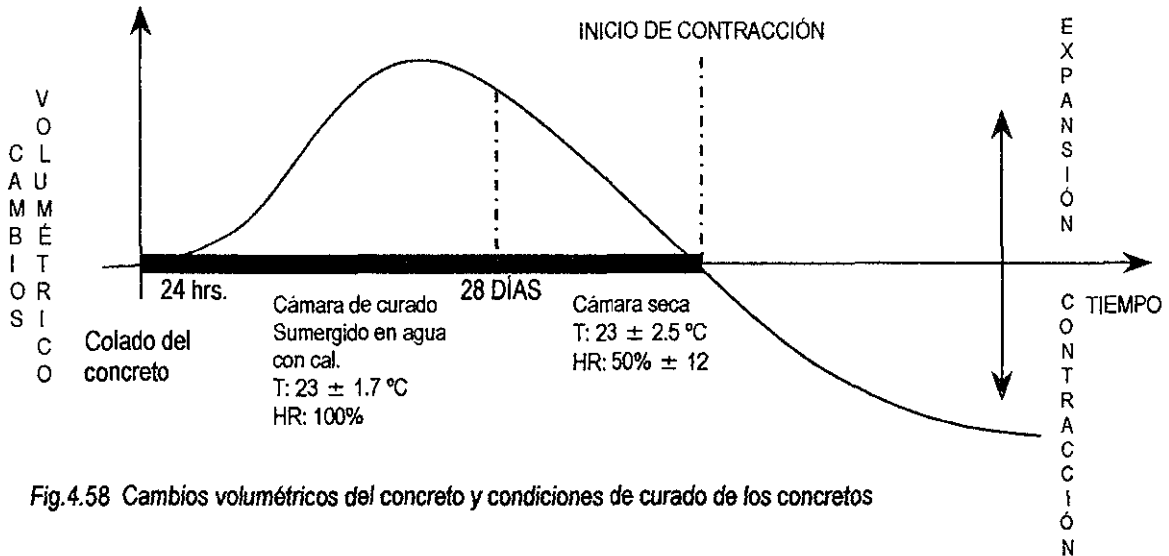


Fig.4.58 Cambios volumétricos del concreto y condiciones de curado de los concretos

TABLA 4.10. CAMBIOS VOLUMÉTRICOS DEL CONCRETO

ETAPA	EXPOSICIÓN	CAUSA	MANIFESTACIÓN
Antes del fraguado (concreto fresco) y durante el fraguado (concreto en estado de rigidización)	Al aire	Asentamiento, sangrado y pérdida inicial de agua	Contracción plástica
	Sumergido	Efectos físicos y químicos de la hidratación inicial del cemento.	Expansión postsangrado
Consumo de agua por parte de la hidratación del cemento		Contracción autógena	
Posterior al fraguado (concreto en curso de endurecimiento y ya endurecido)	Al aire	Proceso continuo de pérdida de agua	Contracción por secado
		Generación de calor interno por la hidratación del cemento	Expansión térmica por acumulación de calor y contracción posterior por su disipación
		Variaciones externas de temperatura (medio ambiente y otras causas)	Expansión al calentarse y contracción al enfriarse
		Acción del bióxido de carbono atmosférico	Contracción por carbonatación
	Sumergido	Consumo de agua debida a la hidratación del cemento	Contracción autógena
		Absorción de agua por el gel de cemento	Expansión por saturación

Fuente: Manual de tecnología del Concreto, Sección III, CFE - II.

De la descripción de los diferentes tipos de contracción notamos que la contracción por secado es la que provoca en su mayor parte la contracción total del concreto. Por tal motivo describiremos el comportamiento general de la contracción por secado, que es un fenómeno localizado y que se desarrolla a partir de una superficie de concreto, donde la evaporación tiene lugar y progresa dentro del concreto de acuerdo a la compacidad de su microestructura y de la humedad del ambiente.

La mayor parte de la contracción por secado se manifiesta en el primer año, pero continua manifestándose por varios años con una disminución paulatina de su velocidad, por lo que va adquiriendo una tendencia asintótica hacia el eje de las abscisas, e igual que el flujo plástico permite su predicción.

IV.C.2. PROCESO DE LA CONTRACCION POR SECADO

Como ya se indicó arriba una vez que ha fraguado el concreto y bajo condiciones ambientales normales el concreto continua perdiendo agua por evaporación y por el consumo provocado por la hidratación del cemento. La reducción de agua progresa lentamente conforme endurece el concreto.

El contenido de agua que posee un concreto endurecido saturado (independiente de la absorbida por los agregados) es función de su porosidad global, y puede considerarse en 4 estados conforme con el grado de dificultad para extraerla del concreto por evaporación:

- *Agua libre de absorción.* Ocupa básicamente macroporos y discontinuidades se puede evaporar con relativa facilidad en una atmósfera no saturada (humedad relativa menor al 98%).
- *Agua capilar o de poro:* Ubicada en conductos capilares y poros externos al gel de cemento, se halla débilmente atraída y retenida por la superficie de gel, puede evaporarse a humedades relativas del 50%.
- *Agua de gel.* La integran fundamentalmente moléculas de agua retenidas por absorción en la superficie interna de los microporos que constituyen el gel de cemento, y que está firmemente adherida con estas superficies, por ello se necesitan humedades relativas menores del 40% para evaporarla.
- *Agua de hidratación:* Es la que se combina químicamente con el cemento para formar los silicatos de calcio hidratados que integran el gel de cemento. No es evaporable en condiciones ambientales.

Si el concreto húmedo se expone al aire, la primera en evaporarse es el agua libre de absorción que se encuentra en la superficie en exposición, continua el agua de capilar, originando un gradiente de humedad en el seno del concreto que provoca un movimiento de agua de las zonas húmedas a las secas. Si continua el proceso de secado las moléculas de agua absorbidas por el gel se trasladan a la superficie expuesta y comienzan a evaporarse, estableciéndose así una pérdida gradual y progresiva del agua interna del concreto por efecto del secado.

La pérdida por secado del agua libre de absorción y del agua capilar produce contracciones reversibles; la pérdida del agua de absorción de gel tiende a provocar contracciones permanentes en la pasta del cemento hidratada.

Ambas formas de contracción de la pasta repercuten en el concreto, así se origina la contracción por secado, un cambio de volumen importante y difícil de prevenir en el concreto bajo condiciones de exposición y servicio que la propicien. Es tan importante e inherente al concreto que se le considera e influye en el flujo plástico del concreto.

Se dice que en concretos de peso normal la contracción por secado no recuperable suele representar del orden del 30 al 60% de la contracción inicial total.

Las superficies expuestas como las losas de piso son la más afectadas por la exposición de aire seco debido a la gran superficie de contacto. Sucede que la humedad de la superficie de contacto se evapora más rápidamente antes de ser reemplazada por el agua exudada de las capas más bajas de los elementos de concreto.

La figura 4.59 relaciona la evolución de la contracción por secado respecto al tiempo para un espécimen en forma de viga (7.5 X 7.5 X 28 cm) y otro cilíndrico (15 x 30 cm). El espécimen de viga es el espécimen estándar empleado para la determinación de la contracción por secado exclusivamente, en tanto, el cilíndrico es el espécimen testigo empleado para determinar la contracción por secado en la prueba de flujo plástico. Dicha relación disminuye con el tiempo porque los concretos más viejos son más resistentes a esfuerzos y como secuela experimentan menor contracción, así la contracción es asintótica respecto al tiempo.

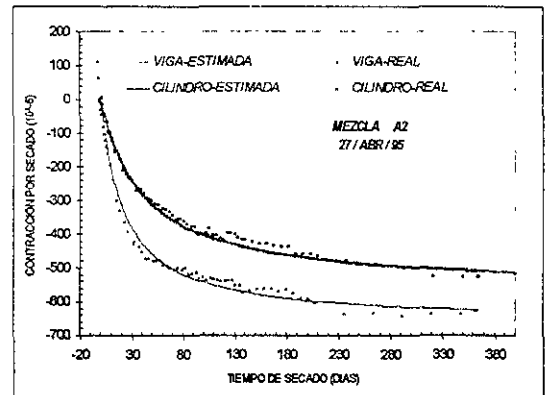


Fig.4.59 Evolución de la contracción por secado para un espécimen de viga y otro cilíndrico.

IV.C.3. FACTORES QUE AFECTAN LA CONTRACCIÓN POR SECADO

Por la naturaleza del fenómeno existen factores intrínsecos y extrínsecos que influyen en el proceso de contracción por secado y en su magnitud. La tabla 4.7 indica los factores que intervienen en la contracción por secado.

IV.C.3.1. FACTORES INTRÍNSECOS:

Entre los factores intrínsecos se encuentran las características del cemento, cantidad y propiedades del agregado, y las proporciones en que se combinan ambos. La composición del concreto es un factor fundamental en la contracción por secado, puede modificarse o diseñarse ex profeso para reducir la contracción en la medida de lo posible.

Los agregados ejercen una influencia mayúscula porque su función es restringir la cantidad de contracción potencial de la pasta de cemento, es decir, tienen una función restrictiva, igual que en el flujo plástico. (véase fig. 4.60). Los agregados afectan al flujo plástico y contracción por secado principalmente por su influencia en la cantidad total de la pasta cemento - agua en el concreto. Su influencia en la contracción por secado depende de las características intrínsecas de las rocas que los constituyen, principalmente de su deformabilidad. Si los agregados provienen de rocas sanas, densas, resistentes y con un alto módulo de elasticidad no deben sufrir cambios significativos al operar en las condiciones de trabajo del concreto, de modo que la contracción por secado del concreto elaborado con agregados de peso y calidad normal puede ser hasta 15 veces menor que la contracción de la pasta que contiene.³⁵

³⁵ Manual de tecnología del Concreto CFE, Sección 3, p.196.

Así la contracción por secado generada por la pasta, disminuye al disminuir el contenido de esta (fig.4.58), cuya disminución se puede propiciar con el uso de mezclas de consistencia dura o por el incremento del tamaño máximo del agregado.

Los concretos con mayor volumen de agregados presentan menor contracción (figs. 4.60 y 4.61).

Adicionalmente, el grado de restricción de cierto concreto se determina por las propiedades de los agregados, los que tiene altos módulos de elasticidad o superficies ásperas son más resistentes al proceso de contracción.

La granulometría y el tamaño máximo del agregado no influyen por sí mismos en la contracción para un volumen y una relación agua/cemento dados, sin embargo, el aumento del tamaño de los agregados permite utilizar mezclas más pobres y en consecuencia reducir la contracción. Por ejemplo, si tenemos dos concretos de igual resistencia y sabemos que el concreto de poca trabajabilidad contiene más agregado que una mezcla muy trabajable hecha con agregado del mismo tamaño, podemos inducir que el primer concreto tendrá menor contracción al segundo.

Para los agregados comunes (arenisca, basalto, cuarzo, caliza y granito) la magnitud de la contracción varía mucho, ello depende fundamentalmente del módulo de elasticidad del agregado (fig. 4.62) Al tener el agregado mayor módulo de elasticidad posee mayor capacidad por restringir la contracción potencial, por ejemplo, se reconoce en la literatura del tema que el agregado con acero, causa sólo dos terceras partes de la contracción que se esperaría y el que se hace con pizarra expandida propicia una tercera parte más que el agregado común.³⁶ Por su parte y en términos generales el agregado ligero produce mayor contracción, ya que posee un módulo de elasticidad menor, permitiendo una menor restricción a la contracción potencial de la pasta de cemento.

Todo lo anterior no resulta aplicable cuando los agregados poseen una deformabilidad intrínseca, en tal caso pueden contribuir a la contracción por secado del concreto en lugar de restringirla.

La calidad de la pasta de cemento afecta directamente a la contracción por secado, a mayor relación agua/cemento mayor contracción por secado.

Las propiedades del cemento afectan en menor grado a la contracción del concreto. De hecho sólo se debe considerar la finura del cemento si sus partículas más gruesas son mayores a la malla No. 200 (75 µm), dichas partículas se hidratan relativamente poco y provocan un efecto de restricción similar al agregado grueso.

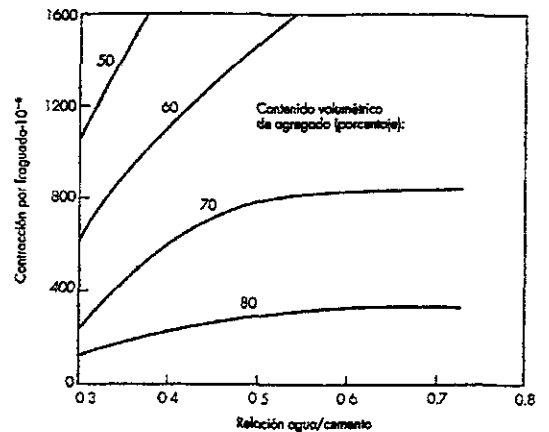


Fig. 4.60 Influencia de la relación agua/cemento y del contenido de agregado en la contracción por secado (Fuente: Tecnología del Concreto. A.M. Neville y J.J. Brooks).

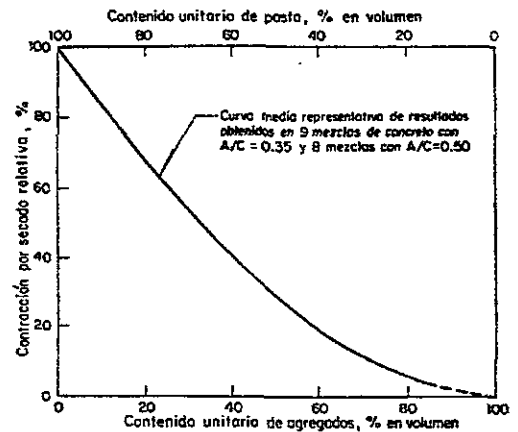


Fig. 4.61 Efecto del contenido de pasta y agregados en la contracción por secado. (Fuente: Manual de Tecnología del Concreto. CFE - II).

³⁶ Tecnología del Concreto. A.M. Neville.

Al parecer los cementos Portland tienden a incrementar la contracción por secado a medida que es más fino, como es el caso del tipo III. Los cementos compensadores de contracción minimizan o eliminan el agrietamiento por contracción si se utilizan junto con el refuerzo.

Se cree que la composición química del cemento no afecta la contracción, la excepción son los cementos deficientes en yeso o que poseen más aluminato tricálcico [C₃A], en ambos casos el incremento de la contracción es significativo. Adicionalmente se ha encontrado que los cementantes puzolánicos que contienen puzolanas naturales finamente molidas incrementan la contracción por secado de la pasta y del cemento. El contenido de cemento tiene un efecto mínimo o nulo sobre la contracción por secado para contenidos de cemento entre 280 y 450 kg/cm³.

La gran diversidad de aditivos en el mercado tiene por consecuencia que la influencia de éstos dependa del tipo de aditivo. Las puzolanas también pueden incrementar la contracción por secado como se indicó arriba, en tanto, los inclusores de aire presentan poco efecto en la contracción por secado. Los agentes fluidificantes que reducen el contenido de agua de la mezcla tienen un efecto insignificante en la contracción. La inclusión o no de aire no tiene efecto alguno en la contracción por secado.

El contenido de agua del concreto interviene en la contracción en la medida en que reduce el volumen del agregado restrictivo. En general, el contenido de agua en la mezcla determina el orden de contracción esperado, existe una relación entre contracción por secado y el contenido de agua de la mezcla (fig.4.63). El incremento de la contracción por secado es proporcional a los incrementos de éste contenido de agua. El uso de una mezcla fluida - con revenimientos grandes y exceso de agua- es un factor de riesgo para producir agrietamientos.

IV.C.3.2. FACTORES EXTRÍNSECOS

Entre los factores extrínsecos destaca la humedad relativa y la temperatura del ambiente de exposición y servicio, que generalmente no son controlables, pero se pueden evaluar y tomar así las medidas correspondientes para moderar sus efectos.

La humedad es más importante ya que determina la magnitud de la contracción, el efecto de la temperatura se enfoca a modificar la velocidad de la contracción por secado en sus primeras edades.

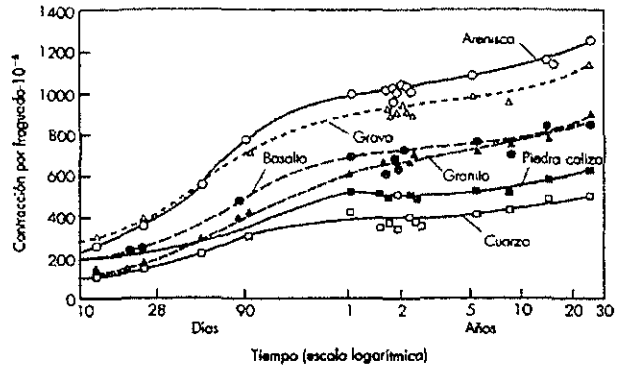


Fig.4.62 Contracción por secado de concretos con proporciones fijas pero diferentes agregados, almacenados 21°C y con una humedad relativa de 50%. Fuente: Tecnología del Concreto, A. M. Neville y J.J. Brooks.

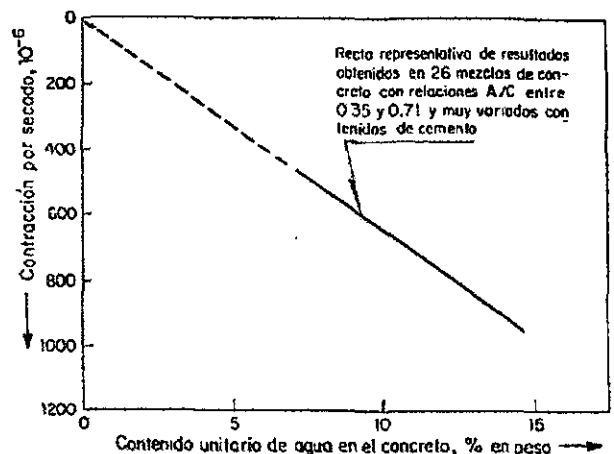


Fig.4.63 Correspondencia entre el contenido unitario de agua y la contracción por secado del concreto. Fuente: Manual de Tecnología del Concreto, 11-CFE, Sección 3.

La humedad relativa del aire en la que se encuentra el concreto en servicio afecta la magnitud de la contracción, debido al proceso de contracción es obvio que a mayor humedad relativa menor contracción por secado (fig.4.64). Si el concreto está en un ambiente con humedad relativa del 100% o inmerso en agua presenta expansión. Respecto a la temperatura, la contracción se estabiliza a bajas temperaturas. Por lo que tendríamos una situación crítica en una obra o estructura con baja humedad relativa y elevada temperatura razón de que se contrae más y con mayor velocidad.

El tamaño del elemento de concreto influye en la magnitud de la contracción por secado, al tener un volumen mayor un elemento de concreto presenta menor magnitud de contracción total, sin embargo, la duración de la contracción es más larga para grandes miembros, ya que requiere mayor tiempo para que el secado alcance las regiones internas.

Puede necesitarse de un año para que el proceso de secado dé inició a una profundidad de 25 cm y de 10 años a 61 cm bajo superficie externa³⁷. La influencia de la forma del miembro de concreto es pequeña.

El concreto reforzado exhibe menor contracción que el simple, la diferencia relativa es función del porcentaje de refuerzo. "La contracción por secado es una propiedad inherente o inevitable del concreto, por lo que se utiliza acero de refuerzo colocado en una posición adecuada para reducir los anchos de grieta, o bien juntas que predeterminen y controlen la ubicación de grietas"³⁸

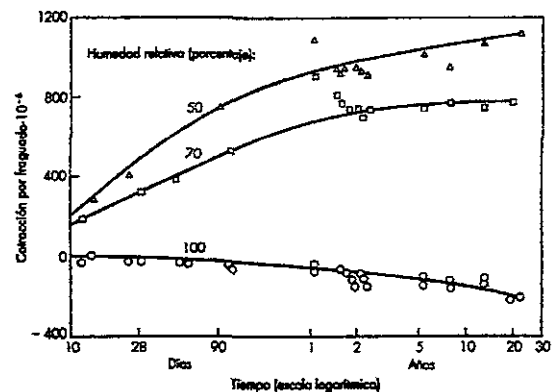


Fig.4.64 Influencia de la humedad relativa en la contracción por secado. Fuente: Tecnología del concreto A M Neville v. I. I: Pmnks

Las condiciones de curado son importantes, nadie duda de su empleo, tiene como principal función permitir la hidratación del cemento después del colado del concreto, pero también tiene como fin restringir la contracción por secado. La contracción potencial del concreto se disminuye si es cura adecuadamente, por lo que no es un fenómeno totalmente inevitable. El tiempo de curado, la relación agua/cemento y la cantidad y tipo de agregado determinarán en gran parte la contracción final del concreto.

El curado prolongado en agua logra retardar la presencia de contracción, pero su influencia en la magnitud de la contracción es poca. El concreto bien curado se contrae con rapidez y por ello es menor la liberación de esfuerzos de contracción causados por el flujo plástico, sucede también que ya que el concreto es más resistente posee menor capacidad inherente al flujo plástico.

IV.C.4. AGRIETAMIENTO POR CONTRACCIÓN POR SECADO

La deformación y el esfuerzo suceden simultáneamente, si se permite desarrollan a tal grado que excedan la resistencia o la capacidad de deformación del concreto se ocasionará un agrietamiento.

Las grietas por contracción por secado en grandes secciones son ocasionadas por los esfuerzos de tensión motivados por la contracción diferencial entre la superficie y el interior del concreto.

³⁷ Concreto reforzado, un enfoque básico. Cap.3. Euawrd G. Nawy.

³⁸ Diseño y Control de mezclas.p.10.

Aquellas grietas por contracción por secado que se desarrollan después de semanas o meses se deben también a la restricción externa al movimiento que proviene de otra parte de la estructura o por la subrasante. Al disminuir la contracción por secado obviamente se disminuyen el riesgo de desarrollo de grietas por contracción por secado, para lo cual el curado es relevante, así como incrementar la resistencia a la tensión del concreto y la eliminación de restricciones externas mediante juntas de expansión. Con la colocación de refuerzo cercano a la superficie, tan cercano como lo permitan los requisitos de recubrimiento se puede controlar el ancho de las grietas.

TABLA 4.11 AGRIETAMIENTO POR CONTRACCIÓN POR SECADO

Lugar más común	Causa primaria (excluida restricción)	Causas secundarias	Solución (suponiendo que el rediseño es imposible)	Tiempo de aparición
Losas y paredes delgadas	Juntas deficientes	Contracción por secado excesiva. Curado deficiente	Reducir restricción Reducir contenido de agua. Mejorar el curado.	Varias semanas o meses

Fuente: Tecnología del Concreto. A.M. Neville y J. J. Brooks.

IV.C.5. DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL DE LA CONTRACCIÓN POR SECADO

En la norma ASTM C 157-93 se normaliza el procedimiento para medir la contracción por secado, para nuestro trabajo se emplearon barras o vigas de concreto de 7.5 X 7.5 X 28 cm. En la práctica el concreto de las estructuras posee características y presta servicio en condiciones muy variadas, tanto por forma y dimensiones de los elementos, procedimientos y períodos de curado, ambiente de exposición, etc. por lo que el empleo de éste método es útil para una evaluación comparativa de contracción por secado potencial de diferentes concretos o morteros. Para hacerlo extensivo a un concreto de cierta estructura se deben adaptar las características y condiciones particulares de ésta.



Fig. 4.65 Comparador de longitudes (deformímetro)

Con el objetivo de determinar experimentalmente la contracción por secado que tiene un concreto propuesto se construyen cuatro vigas del concreto a analizar con las dimensiones señalada arriba; en sus extremos se colocan índices de forma cilíndrica, piezas metálicas empotradas a la viga que se colocaron en el molde de colado.

En la determinación del cambio de longitud o deformación longitudinal se emplea el comparador de longitudes, instrumento delicado que cuenta con un micrómetro capaz de leer deformaciones longitudinales hasta de 10×10^{-6} .³⁹

Una vez que los concretos han sido descimbrados (24 hrs. después del colado) se toma la lectura inicial con el comparador, y se colocan los especímenes en la cámara húmeda de acuerdo a la norma ASTM C192-90. Las lecturas que indicaran la contracción por secado se toman a partir del día 28 de colado.

³⁹ La magnitud de la contracción se determina usando un marco de medición que tenga adaptado un deformímetro o extensómetro que proporcione lecturas de deformación de 10^{-6} o un micrómetro o calibrador de cuadrante

Para la toma de lecturas se calibra el comparador con la barra de referencia⁴⁰, después se coloca a cada viga en el comparador, y se toma la lectura menor de cada viga. El propósito de la lectura mínima es permitir el secado y la contracción de la barra de referencia. Para cada viga se determina el cambio de longitud debido a la contracción por secado que se ha presentado con respecto a la inicial; con el cambio de longitud promedio de las cuatro vigas entre la longitud del espécimen calculamos la deformación unitaria real $[\varepsilon_T]$ producto de la contracción por secado del concreto (ecuación 4.44).

$$(\varepsilon_T)_i = \frac{1}{L} \left[\frac{1}{n} \sum_1^n (\varepsilon_i - \varepsilon_0) - \varepsilon_S \right] \quad n=4 \quad [4.44]$$

donde.:

- ε_i = Cambio de longitud en la edad i .
- ε_0 = Cambio de longitud inicial.
- ε_S = Cambio de longitud de la barra de referencia.
- n = Número de vigas(4).
- L = Longitud del espécimen.

Para analizar un concreto y obtener resultados precisos y exactos las lecturas se realizan durante un año como mínimo, tal y como lo indica la norma antes mencionada.

Condiciones estándar de la Cámara seca:

- *Temperatura de $23 \pm 1.7^\circ\text{C}$.*
- *Humedad relativa de $50 \pm 4\%$.*
- *Especímenes de concreto con sección cuadrada de 7.5 cm de lado y longitud de 28.5 cm.*
- *Todos los ingredientes del concreto deben estar entre 18 y 24°C al momento de elaborar el concreto.*
- *Colocación horizontal de los especímenes.*

La contracción presentada en dichas condiciones es del mismo orden del que ocurre en un concreto después de un período largo de exposición con contenido de humedad relativa del 65%.

IV.C.6. PREDICCIÓN DE LA CONTRACCIÓN POR SECADO

La contracción por secado se presenta durante largos períodos, se han observado movimientos hasta concretos de edades de 28 años, aunque se sospecha que la contracción a largo plazo la causa la carbonatación. La velocidad de contracción disminuye rápidamente con el tiempo y se comporta en términos generales del siguiente modo:

- Entre el 14 y 34% de la contracción a 20 años ocurre en 2 semanas.
- Entre el 40 y 80% de la contracción a 20 años ocurre en 3 meses.
- Entre el 65 y 85% de la contracción a 20 años ocurre en 1 año.

A continuación exponemos dos métodos para la predicción o estimación de la contracción por secado.



Fig.4.66 Toma de lectura del cambio de longitud por contracción por secado [viga].

⁴⁰ La barra de referencia elaborada de un acero especial no presenta prácticamente deformación, por lo que constituye un excelente medio para la calibración del deformímetro.

IV.C.6.1. MÉTODO ACI-209R-92(97)

Para predecir la contracción por secado del concreto a determinada edad se considera que su evolución sigue un comportamiento hiperbólico y que sus incrementos resultan prácticamente imperceptibles al cabo de 30 años. El Comité ACI 209R-92(97) establece la siguiente expresión para evaluar progresivamente la contracción por secado del concreto en condiciones estándar y después de permanecer los primeros 7 días de curado húmedo.

$$(\varepsilon_s)_T = \frac{T}{35+T} (\varepsilon_s)_U \quad [4.45]$$

donde T es el tiempo de secado y $(\varepsilon_s)_t$ y $(\varepsilon_s)_U$ son las contracciones por secado en el tiempo T y en el término supuesto (aproximadamente 30 años).

En esta fórmula, el valor representado por $\frac{T}{35+T} = \frac{(\varepsilon_s)_T}{(\varepsilon_s)_U}$ es un coeficiente global dependiente del tiempo de exposición al secado y que para las condiciones estándar tiene los valores de la tabla 4.7.

TABLA 4.12 VALORES DEL COEFICIENTE DE CONTRACCIÓN POR SECADO DEL CONCRETO A DIVERSAS EDADES (COMITÉ ACI 209)									
Tiempo de secado t	DÍAS			AÑOS					
	28	90	180	1	2	5	10	20	30
$(\varepsilon_s)_t / (\varepsilon_s)_U$	0.444	0.720	0.837	0.913	0.954	0.981	0.991	0.995	0.997

Fuente: Comité 209R-92 (Ratificada en 1997). Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperatures in Concrete Structures.

El ACI 209 sugiere a falta de datos específicos, suponer una contracción por secado final en condiciones estándar $(\varepsilon_s)_U = 780 \times 10^{-6}$. Para los concretos del Distrito Federal recomienda suponer, los siguientes valores para la contracción final:

TABLA 4.13 VALORES RECOMENDADOS DE CONTRACCIÓN POR SECADO FINAL PARA EL DISTRITO FEDERAL⁴¹	
Clase de concreto	$(\varepsilon_s)_U$
Concreto Clase I (PV > 2200 kg/m ³)	1000 X 10 ⁻⁶
Concreto Clase II (PV < 2200 kg/m ³)	2000 X 10 ⁻⁶

Fuente: Construction Industry Research and Information Association. "The CIRIA Guide to Concrete Construction in the Gulf Region", CIRIA Special Publication No. 31, London, G:B:1984. Citado en Manual de Tecnología del Concreto, Sección 3, CFE - II.

Se trata de valores más altos que los recomendados generalmente por el procedimiento ACI 209R-92(97), los últimos datos se obtuvieron con datos determinados con base en pruebas de corto y mediano plazo.

IV.C.6.2. MÉTODO EXPERIMENTAL

Para determinar teóricamente la contracción por secado a cualquier edad con datos experimentales se emplea la ecuación siguiente, similar a la de flujo plástico y a la de resistencia a compresión para varias edades:

⁴¹ Estos mismos valores de contracción por secado final se indican en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

$$(\varepsilon_s)_T = \frac{T^a}{b + T^a} (\varepsilon_s)_U \quad [4.46]$$

donde $(\varepsilon_s)_T$ = Contracción por secado a la edad T.

$(\varepsilon_s)_U$ = Contracción por secado última.

T = Edad de secado.

a y b (en días) = Constantes de cada concreto.

A diferencia del flujo plástico y debido a la naturaleza del proceso de la contracción por secado la predicción requiere una edad a partir de la cual se dé en teoría la contracción. Como se explicó en las secciones anteriores el concreto se expande a edades tempranas y presenta la contracción a edades posteriores, bajo las condiciones de la norma y de los datos experimentales obtenidos la edad teórica a la cual inicia el proceso de secado en el concreto oscila entre 27 y 31 días. Para cada concreto y con fines de mejorar la predicción es útil y necesario calcular esta edad de inicio de secado. Para ello se realiza una primera regresión lineal entre la deformación unitaria real $[\varepsilon_T]$ (ya determinada de datos experimentales) y la edad de colado. es decir:

$$t = a_4(\varepsilon_s)_T + t_0 \quad [4.47]$$

donde la ordenada al origen t_0 es la edad teórica de inicio del proceso de secado.

Regresando ahora a la ecuación 4.46 podemos escribir:

$$\frac{(b + T^a)}{(\varepsilon_s)_U} = \frac{T^a}{(\varepsilon_s)_T} \quad \text{o} \quad \frac{b}{(\varepsilon_s)_U} + \frac{T^a}{(\varepsilon_s)_U} = \frac{T^a}{(\varepsilon_s)_T} \quad [4.48]$$

si denominamos : $Y = \frac{T^a}{(\varepsilon_s)_T}$, $X = T^a$, $a_5 = \frac{1}{(\varepsilon_s)_U}$, $a_6 = \frac{b}{(\varepsilon_s)_U}$ [4.49]

y sustituimos en la ecuación [4.48] se obtiene una ecuación lineal:

$$Y = a_5 X + a_6 \quad [4.50]$$

Ahora si realizamos la curva $X = T^a$ vs. $Y = \frac{T^a}{\varepsilon_T}$ lo que podemos realizar, debido a que el método

considera $a = 1.0$. ε_T es la deformación unitaria real conocida de datos experimentales

Y $T = t - t_0$ (sólo si $t > t_0$), donde T = edad de secado, t = edad de colado y t_0 = edad de inicio del proceso de secado. Los valores para los valores $t_0 > t$ se eliminan del análisis, porque implican físicamente que el concreto está expandiéndose y matemáticamente su consideración acarrearía errores.

Para los datos de la curva $X = T^a$ vs. $Y = \frac{T^a}{\varepsilon_T}$ se realiza una regresión lineal de la que se obtiene

a_5 y a_6 de la ecuación [4.47], que permiten determinar los parámetros buscados: $(\varepsilon_s)_U$ y b como:

$$(\varepsilon_s)_T = \frac{1}{a_5} \quad \text{y} \quad b = a_6 (\varepsilon_s)_U \quad [4.51]$$

El proceso anterior se retroalimenta con cada nueva lectura por lo que los parámetros se van perfeccionando (su error estándar disminuye), lográndose una mejor estimación con cada nueva lectura, de dicho modo se determinan todos los parámetros necesarios [a , b , $(\epsilon_s)_U$], para estimar la contracción por secado de cualquier concreto y así compararlo con los valores que de otros concretos. La comparación anterior permite evaluar si un concreto dado restringe o posibilita la contracción por secado. Las gráficas y valores generados por éste proceso se presentan en las siguientes secciones y en el anexo B respectivamente.

IV.C.7. ANALISIS Y DISCUSIÓN DE DATOS EXPERIMENTALES

La tabla 4.2 muestra los valores obtenidos experimentalmente, así como los parámetros teóricos para la predicción de la contracción por secado en el concreto. Las curvas siguientes de la evolución de la contracción por secado con respecto al tiempo muestran claramente como el concreto se expande a edades tempranas y como se va contrayendo después de llegar a una expansión máxima. La contracción va aumentando hasta estabilizarse a edades mayores y es mayor en magnitud que la expansión, es decir, el concreto pasa forzosamente por sus condiciones geométricas originales. Desarrolla un movimiento lento e imperceptible a la vista humana que llega a manifestarse claramente en grietas y ranuras observadas en una superficie de concreto. Este agrietamiento puede disminuir si las contracciones se reducen, para tal fin puede añadirse aditivos que reduzcan la contracción.

IV.C.7.1. COMPARACIÓN ENTRE ESPÉCIMENES DE VIGA Y DE CILÍNDRO

La contracción por secado se determinó experimental y teóricamente para especímenes de viga (7.5 x 7.5 X 28.5 cm) y cilíndricos (15 X 30 cm), para su predicción teórica se empleo el método experimental de la sección anterior. Las gráficas 4.67 a 4.78 muestran la comparación de contracción por secado entre especímenes de viga ($V/S= 18.75$ mm) y de cilindro ($V/S=37.5$ mm) de concretos elaborados con los agregados analizados. Era de esperarse una mayor contracción por secado en los especímenes de cilindro debido a que tienen una mayor superficie (y mayor relación volumen/superficie) expuesta al proceso de secado, sin embargo, los resultados experimentales demuestran que no existe una tendencia de carácter general, y conforme a nuestros resultados no podemos afirmar que uno u otro espécimen de determinada forma presenta mayor o menor contracción por secado. Los factores de corrección del ACI-209R-92(97) reconocen que a menor relación volumen/superficie el miembro estructural tendrá una mayor superficie expuesta y presentará por lo tanto mayor contracción.

Para los concretos con agregado grueso calizo y fino de andesita se manifiesta un comportamiento no uniforme en cuanto a la contracción por secado, dos mezclas presentaron menor contracción para las vigas, y la tercera mezcla menor contracción para el cilindro. Los concretos con grava de basalto y arena de río si presentan un desempeño similar para las tres mezclas: los especímenes de cilindro desarrollan mayor contracción que las vigas, por el contrario los concretos con ambos agregados calizos desarrollan mayor contracción por secado para los especímenes de viga que para los de cilindro.

FIG 4 67 EVOLUCIÓN DE LA CONTRACCIÓN POR SECADO

MEZCLA A2
27 / ABR / 95

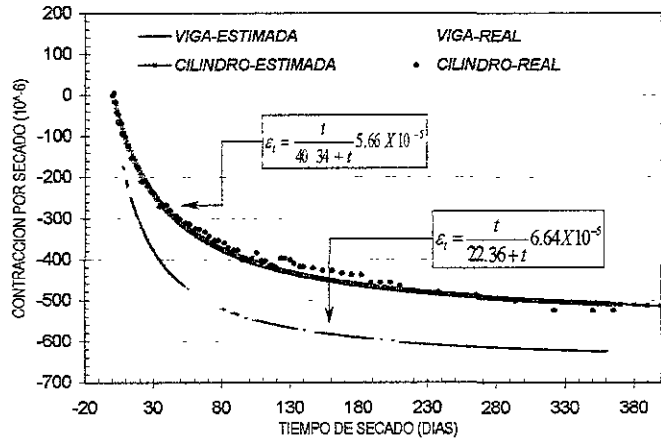


FIG 4 68 EVOLUCIÓN DE LA CONTRACCIÓN POR SECADO

MEZCLA A3
02 / MAY / 95

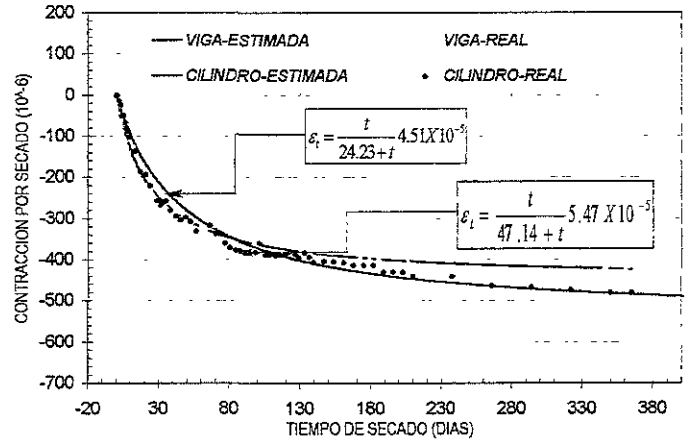


FIG 4 69 EVOLUCIÓN DE LA CONTRACCIÓN POR SECADO

MEZCLA A4
04 / MAY / 95

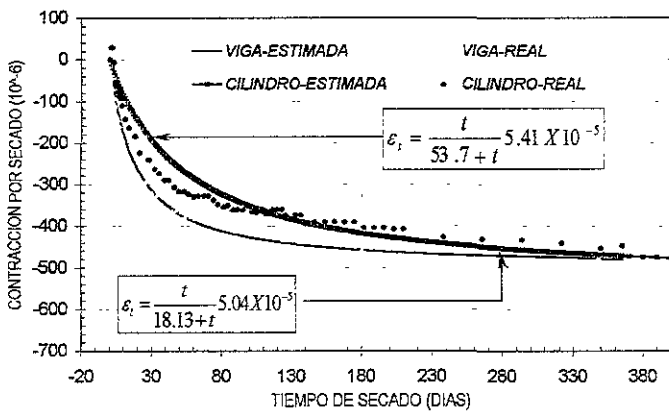


FIG 4 70 EVOLUCIÓN DE LA CONTRACCIÓN POR SECADO

MEZCLA A8
25 / MAY / 95

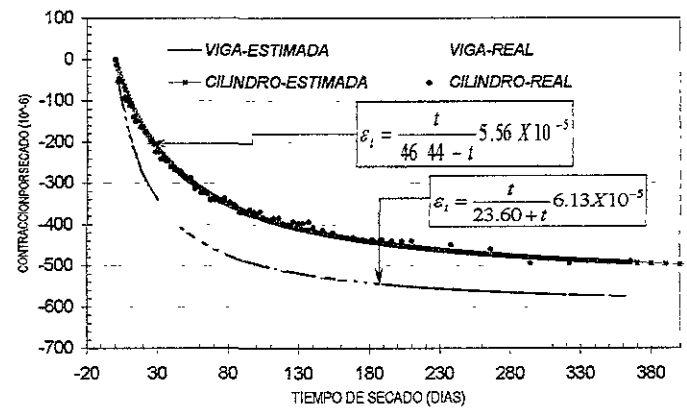


FIG.4.71 EVOLUCIÓN DE LA CONTRACCIÓN POR SECADO

MEZCLA A9
31 / MAY / 95

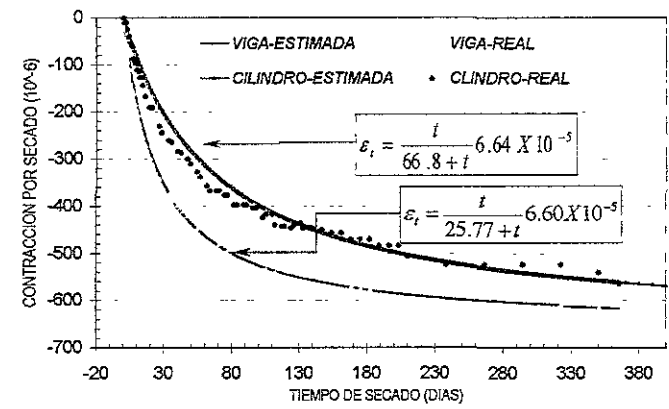
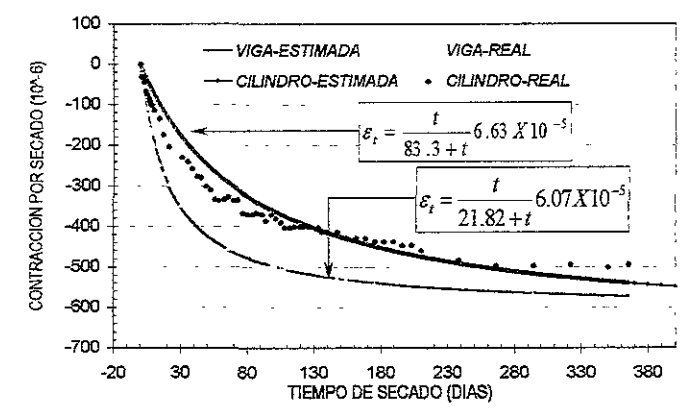


FIG.4.72 EVOLUCIÓN DE LA CONTRACCIÓN POR SECADO

MEZCLA A10
06 / JUN / 95



EN GENERAL SE OBSERVA QUE EN LAS MEZCLAS ELABORADAS CON GRAVAS CALIZA Y ARENAS CALIZAS SE OBTIENE MENOR CONTRACCIÓN POR SECADO PARA ESPECIMENES CILINDRICOS (V/S=37.5 mm) QUE PARA ESPECIMENES DE VIGA (V/S=18.75 mm).

MEZCLAS DE CONCRETO 1998: CEMENTO PORTLAND TIPO I, GRAVA CALIZA Y ARENA ANDESITA. B12,B14,B16

MEZCLAS DE CONCRETO 1999-2000: CEMENTO PORTLAND TIPO I, GRAVA BASALTO Y ARENA DE RÍO: C20, C21, C25.

FIG 4 73 EVOLUCIÓN DE LA CONTRACCIÓN POR SECADO

MEZCLA B12
26/MAY/98

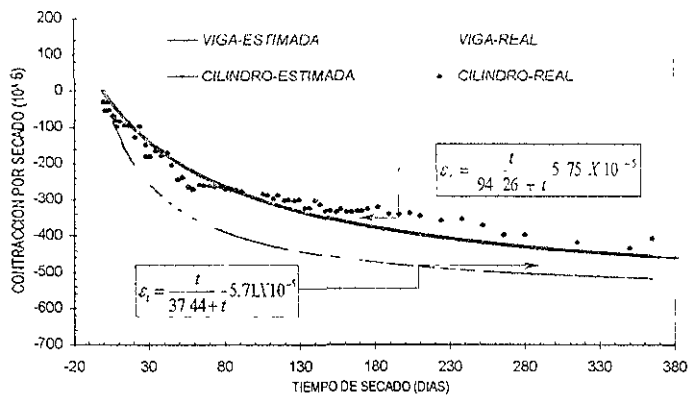


FIG 4 74 EVOLUCIÓN DE LA CONTRACCIÓN POR SECADO

MEZCLA C20
08/NOV/99

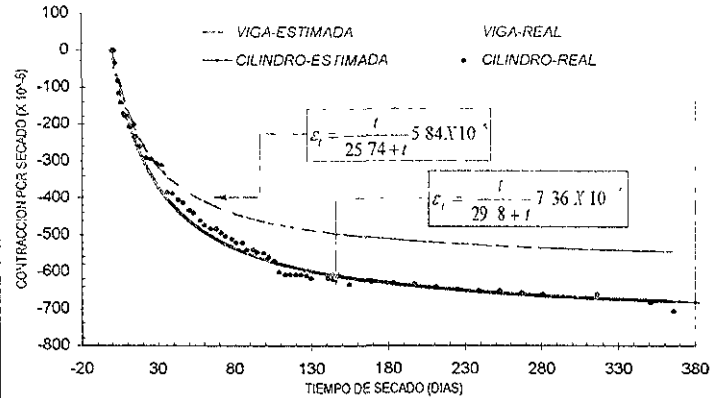


FIG 4 75 EVOLUCIÓN DE LA CONTRACCIÓN POR SECADO

MEZCLA B14
02/JUN/98

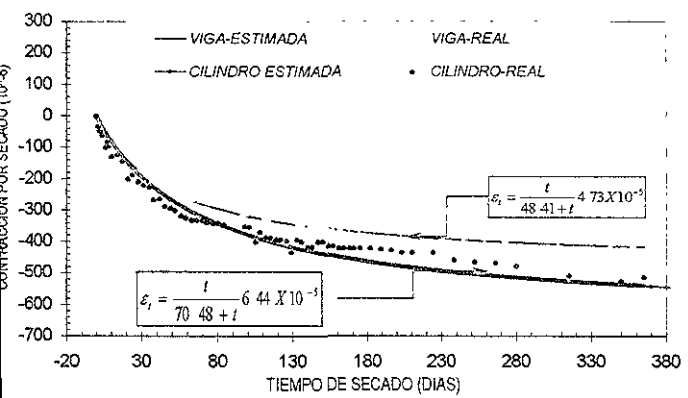


FIG 4 76 EVOLUCIÓN DE LA CONTRACCIÓN POR SECADO

MEZCLA C21
10/NOV/99

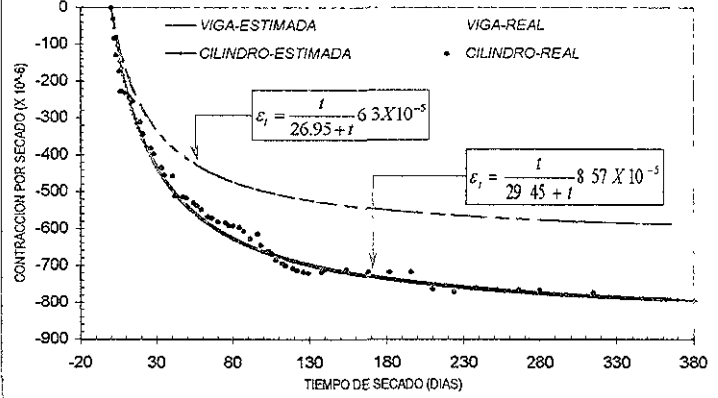


FIG 4 77 EVOLUCIÓN DE LA CONTRACCIÓN POR SECADO

MEZCLA B16
08/JUN/98

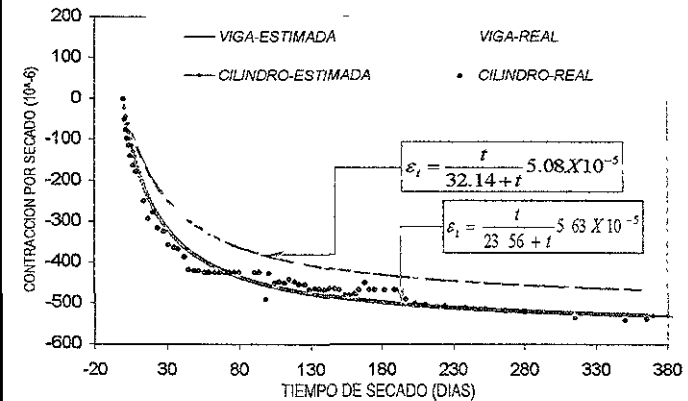
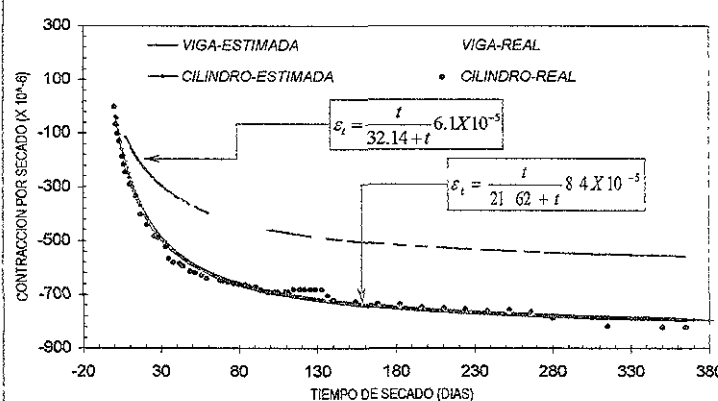


FIG 4 78 EVOLUCIÓN DE LA CONTRACCIÓN POR SECADO

MEZCLA C25
19/ENE/00



PARA LAS MEZCLAS FABRICADAS CON GRAVA CALIZA Y ARENA ANDESITA SE TIENE UN IMPORTANTE NO UNIFORME EN CUANTO A CONTRACCION POR SECADO, DOS MEZCLAS PRESENTAN MENOR CONTRACCIÓN POR SECADO PARA ESPECIMENES DE VIGA, Y UNA PRESENTA MENOR CONTRACCION POR SECADO PARA ESPECIMEN CILINDRICO

SE OBSERVA QUE PARA LAS MEZCLAS CON GRAVA DE BASALTO Y ARENA DE RIO LA CONTRACCION POR SECADO PARA ESPECIMENES DE VIGA ES MENOR QUE PARA LOS ESPECIMENES CILINDRICOS

IV.C.7.2. INFLUENCIA DEL TIPO DE AGREGADO EN LA CONTRACCIÓN POR SECADO

Las gráficas 4.79 a 4.82 muestran la contracción por secado determinada para los especímenes de viga para cada combinación de agregado, dónde si bien es cierto que no se muestra a primera instancia una relación entre la contracción por secado y el consumo de cemento, o contracción por secado - agua/cemento, si se aprecia que para los concretos elaborados con arenas lavadas o de río se homogeneiza la contracción por secado, teniendo un promedio de 582×10^{-6} [m/m] para los concretos con grava caliza y arena caliza lavada y de 580×10^{-6} [m/m] para aquellos con arena de río y grava basáltica. Los valores de contracción por secado obtenidos en este trabajo son los siguientes:

TABLA 4.14 VALORES PROMEDIO DETERMINADOS EXPERIMENTALMENTE DE CONTRACCIÓN POR SECADO PARA DISTINTOS AGREGADOS [1 año]		
TIPO DE AGREGADO	VIGAS	CILINDROS
<i>Concreto elaborado con grava caliza y arena caliza sin lavar</i>	503.3×10^{-6}	483.3×10^{-6}
<i>Concreto elaborado con grava caliza y arena caliza lavada</i>	582.5×10^{-6}	515.6×10^{-6}
<i>Concreto elaborado con grava caliza y arena andesita</i>	470.5×10^{-6}	485.6×10^{-6}
<i>Concreto elaborado con grava de basalto y arena de río</i>	580.8×10^{-6}	762.2×10^{-6}

Lo anterior denota que el empleo de agregado fino con arena lavada o de río, es decir, con antecedentes de humedad provoca mayor contracción por secado, tanto en especímenes de viga como de cilindro, en los especímenes de viga el incremento es del orden de 80×10^{-6} [m/m]. En las mismas gráficas (4.79 a 4.82) se aprecia que la combinación de grava caliza y arena andesita restringe en mayor magnitud la contracción por secado del concreto. Para evaluar el grado de restricción de los agregados empleados en el concreto se realizó la comparación nuevamente con base en el criterio de consumo de cemento, las gráficas 4.83 a 4.92 presentan éste análisis con datos experimentales para especímenes de viga y de cilindro. En los especímenes de viga las combinaciones de agregado restringen en mayor grado la contracción por secado del siguiente orden:

1. Grava caliza y arena andesita.
2. Grava caliza y arena lavada.
3. Grava caliza y arena sin lavar.
4. Grava basalto y arena de río.

Para los especímenes de cilindro el grado de restricción de las combinaciones de agregado va de menor a mayor grado conforme al siguiente orden:

1. Grava caliza y arena sin lavar.
2. Grava caliza y arena andesita.
3. Grava caliza y arena lavada.
4. Grava basalto y arena de río.

Estos valores promedio se visualizan en las gráficas de contracción por secado vs consumo de cemento (figs. 4.93 y 4.94) donde se observa que un concreto con consumo cemento de 450 kg/m^3 desarrollará menor contracción por secado si fue elaborado con grava caliza que con basáltica. En términos generales y para los dos tipos de especímenes el agregado grueso calizo restringe más la contracción por secado que el basáltico. Lo recomendable es verificar directamente la contracción por secado del concreto previsto, principalmente cuando se disponga de agregados cuya calidad y comportamiento en este aspecto es incierto.

COMPARACIÓN DE CONTRACCIÓN POR SECADO PARA CONCRETOS FABRICADOS CON DIFERENTES AGREGADOS

FIG 4 79 CONTRACCIÓN POR SECADO REAL DEL CONCRETO CON GRAVA CALIZA Y ARENA CALIZA SIN LAVAR [VIGA]

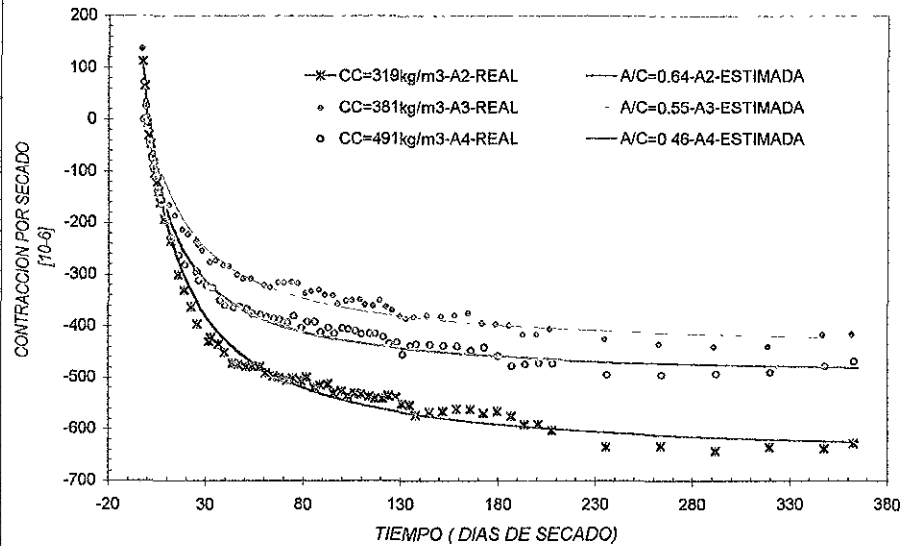


FIG 4 80 CONTRACCIÓN POR SECADO REAL DEL CONCRETO CON GRAVA CALIZA Y ARENA CALIZA LAVADA [VIGA]

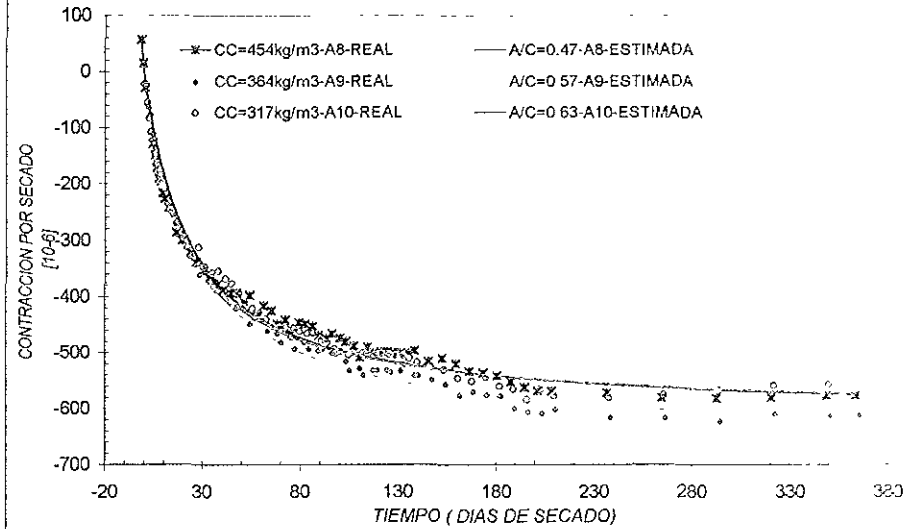


FIG 4 81 CONTRACCIÓN POR SECADO REAL DEL CONCRETO CON GRAVA CALIZA Y ARENA ANDESITA [VIGA]

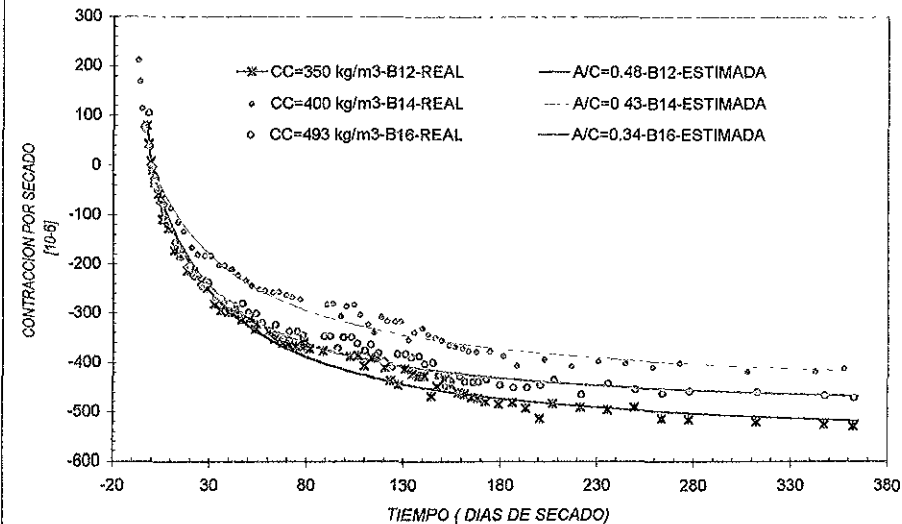
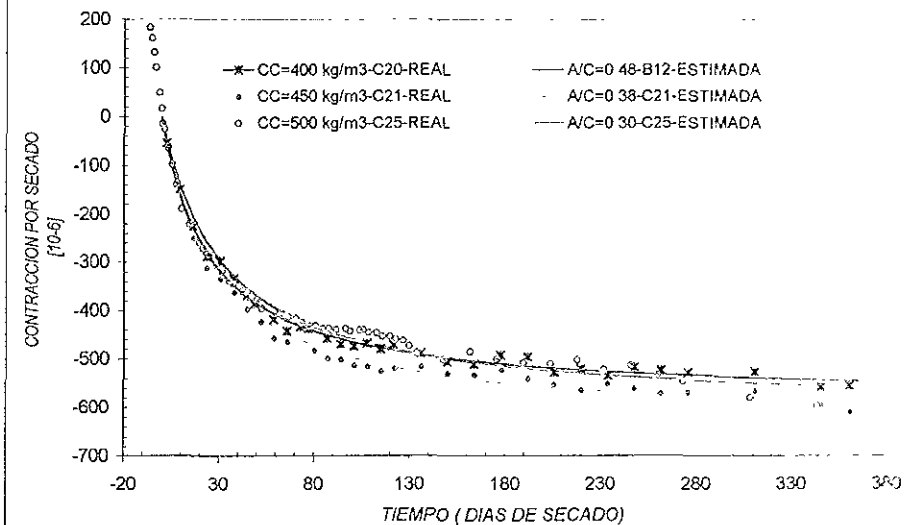


FIG 4 82 CONTRACCIÓN POR SECADO REAL DEL CONCRETO CON GRAVA BASALTO Y ARENA DE RÍO [VIGA]



COMPARACIÓN DE CONTRACCIÓN POR SECADO PARA CONCRETOS FABRICADOS CON DIFERENTES AGREGADOS

FIG 4. 83 CONTRACCION POR SECADO REAL DEL CONCRETO PARA DISTINTOS AGREGADOS [VIGA]
RANGO 1: 310 < CC < 326

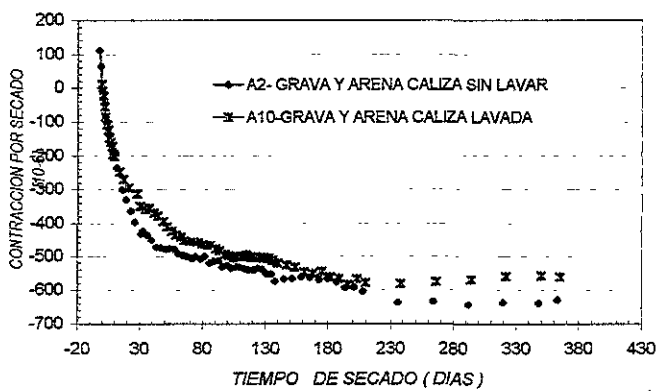


FIG 4. 84 CONTRACCION POR SECADO REAL DEL CONCRETO PARA DISTINTOS AGREGADOS [VIGA]
RANGO 2: 348 < CC < 366

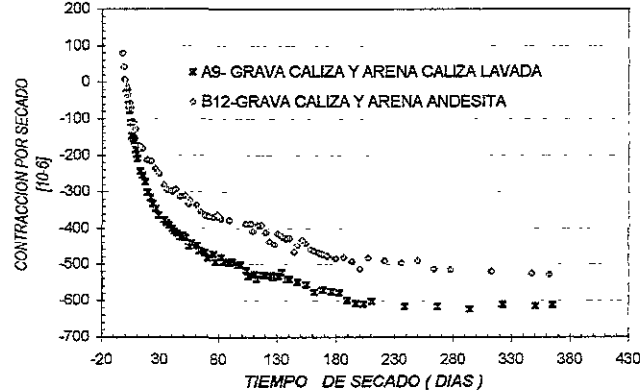


FIG.4.85 CONTRACCION POR SECADO REAL DEL CONCRETO PARA DISTINTOS AGREGADOS [VIGA]
RANGO 3: 380 < CC < 401

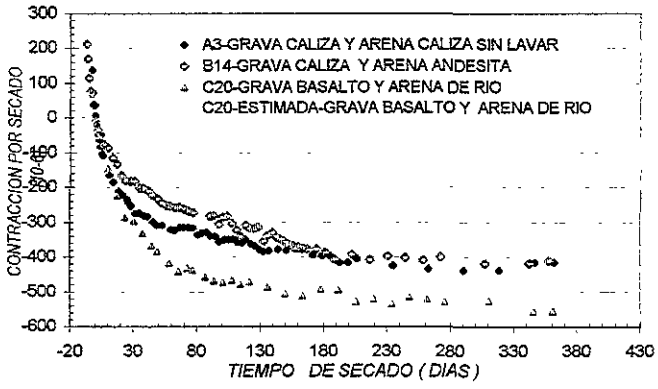


FIG.4.86 CONTRACCION POR SECADO REAL DEL CONCRETO PARA DISTINTOS AGREGADOS. [VIGA]
RANGO 3: 441 < CC < 460

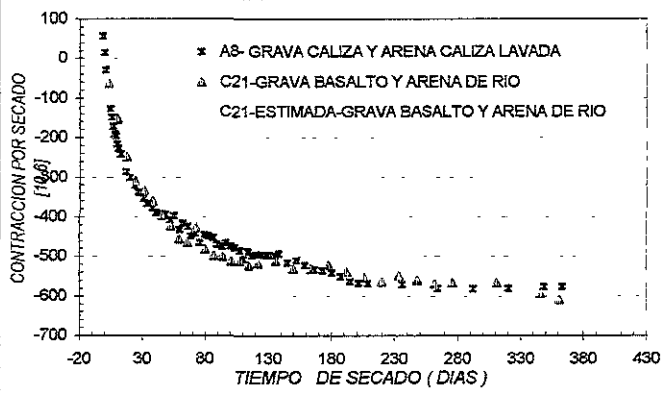
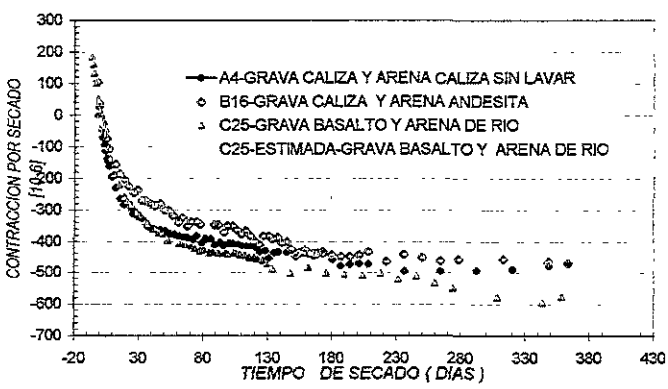


FIG. 4. 87 CONTRACCION POR SECADO REAL DEL CONCRETO PARA DISTINTOS AGREGADOS [VIGA]
RANGO 5: 481 < CC < 505



PARA EL CASO DE LAS ESPECIMENES DE VIGA LAS COMBINACIONES DE AGREGADOS ANALIZADAS PRESENTAN DE MENOR A MAYOR CONTRACCION POR SECADO DE ACUERDO AL SIGUIENTE ORDEN.

- GRAVA CALIZA Y ARENA ANDESITA
- GRAVA CALIZA Y ARENA CALIZA LAVADA.
- GRAVA CALIZA Y ARENA CALIZA SIN LAVAR
- GRAVA BASALTO Y ARENA DE RIO

EL EFECTO DEL LAVADO PARA ARENAS CALIZAS ES MINIMO EN EL FLUJO PLASTICO

RANGO 1:	MENOR CONTRACCION POR SECADO	GRAVA CALIZA Y ARENA CALIZA LAVADA
	MAYOR CONTRACCION POR SECADO	GRAVA CALIZA Y ARENA CALIZA SIN LAVAR
RANGO 2:	MENOR CONTRACCION POR SECADO	GRAVA CALIZA Y ARENA ANDESITA
	MAYOR CONTRACCION POR SECADO	GRAVA CALIZA Y ARENA CALIZA LAVADA
RANGO 3:	MENOR CONTRACCION POR SECADO	GRAVA CALIZA Y ARENA ANDESITA
	MAYOR CONTRACCION POR SECADO	GRAVA CALIZA Y ARENA CALIZA SIN LAVAR GRAVA BASALTO Y ARENA DE RIO
RANGO 4:	MENOR CONTRACCION POR SECADO	GRAVA CALIZA Y ARENA CALIZA LAVADA
	MAYOR CONTRACCION POR SECADO	GRAVA BASALTO Y ARENA DE RIO
RANGO 5:	MENOR CONTRACCION POR SECADO	GRAVA CALIZA Y ARENA ANDESITA
	MAYOR CONTRACCION POR SECADO	GRAVA CALIZA Y ARENA CALIZA SIN LAVAR GRAVA BASALTO Y ARENA DE RIO

PARA LA COMPARACION DEL COMPORTAMIENTO DE LAS DISTINTAS MEZCLAS DE CONCRETO SE CONSIDERÓ UN +5.00 % DE VARIANZA ENTRE LA MEDIA DE CONSUMO DE CEMENTO DE CADA RANGO. SE PROPONEN 5 RANGOS O INTERVALOS DE CONSUMO DE CEMENTO DE LAS MEZCLAS ANALIZADAS. LOS RANGOS PROPUESTOS SON LOS SIGUIENTES:

RANGO		MEDIA	
1	310 < CC < 326	318	CC - CONSUMO DE CEMENTO [kg/m ³]
2	348 < CC < 366	366	
3	380 < CC < 401	391	
4	440 < CC < 480	450	
5	481 < CC < 505	493	

COMPARACION DE CONTRACCION POR SECADO PARA CONCRETOS FABRICADOS CON DIFERENTES AGREGADOS

FIG 4 88 CONTRACCION POR SECADO REAL DEL CONCRETO PARA DISTINTOS AGREGADOS RANGO 1 310 < CC < 326

[CILINDRO]

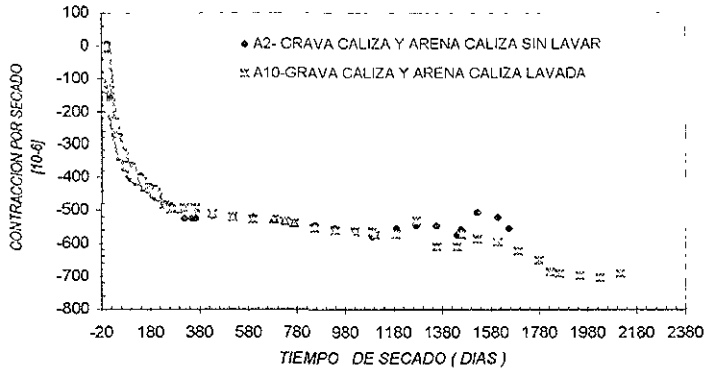


FIG 4 89 CONTRACCION POR SECADO REAL DEL CONCRETO PARA DISTINTOS AGREGADOS RANGO 2 348 < CC < 366

[CILINDRO]

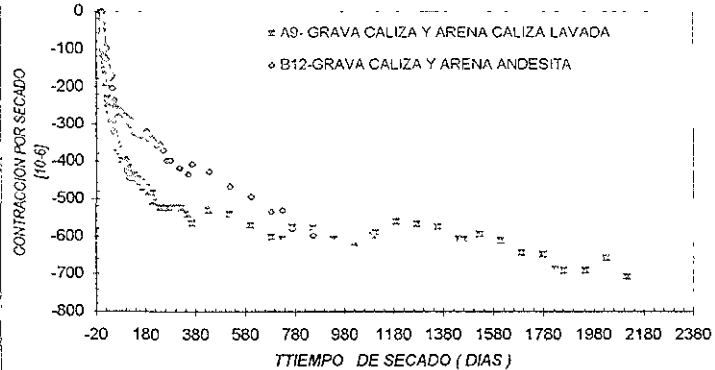


FIG 4 90 CONTRACCION POR SECADO REAL DEL CONCRETO PARA DISTINTOS AGREGADOS RANGO 3 380 < CC < 401

[CILINDRO]

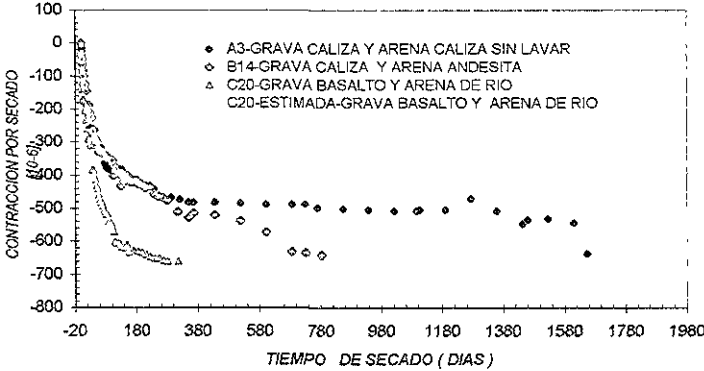


FIG 4 91 CONTRACCION POR SECADO REAL DEL CONCRETO PARA DISTINTOS AGREGADOS RANGO 4 441 < CC < 460

[CILINDRO]

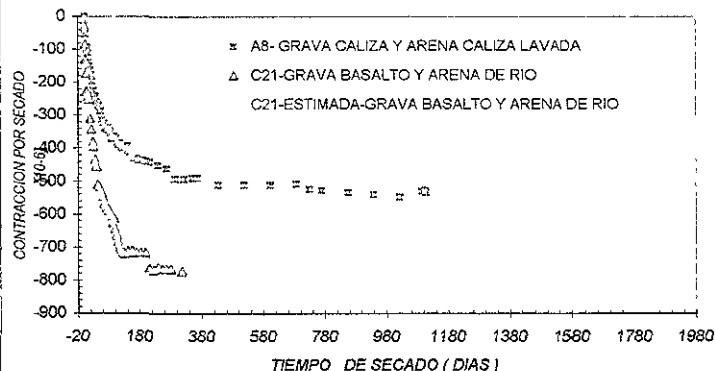
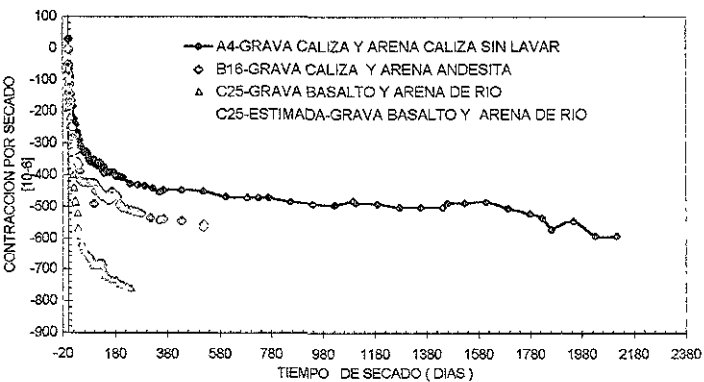


FIG 4 92 CONTRACCION POR SECADO REAL DEL CONCRETO PARA DISTINTOS AGREGADOS RANGO 5 481 < CC < 505

[CILINDRO]



PARA EL CASO DE ESPECIMENES CILINDRICOS LAS COMBINACIONES DE AGREGADOS ANALIZADAS PRESENTAN DE MENOR A MAYOR CONTRACCION POR SECADO DE ACUERDO AL SIGUIENTE ORDEN

- GRAVA CALIZA Y ARENA CALIZA SIN LAVAR
- GRAVA CALIZA Y ARENA ANDESITICA
- GRAVA CALIZA Y ARENA CALIZA LAVADA
- GRAVA BASALTO Y ARENA DE RIO

EL EFECTO DEL LAVADO PARA ARENAS CALIZAS ES MINIMO EN EL FLUJO PLASTICO

RANGO 1	MENOR CONTRACCION POR SECADO	GRAVA CALIZA Y ARENA CALIZA SIN LAVAR
	MAYOR CONTRACCION POR SECADO	GRAVA CALIZA Y ARENA CALIZA LAVADA
RANGO 2	MENOR CONTRACCION POR SECADO	GRAVA CALIZA Y ARENA ANDESITA
	MAYOR CONTRACCION POR SECADO	GRAVA CALIZA Y ARENA CALIZA LAVADA
RANGO 3	MENOR CONTRACCION POR SECADO	GRAVA CALIZA Y ARENA CALIZA SIN LAVAR
	MAYOR CONTRACCION POR SECADO	GRAVA CALIZA Y ARENA ANDESITA GRAVA BASALTO Y ARENA DE RIO
RANGO 4	MENOR CONTRACCION POR SECADO	GRAVA CALIZA Y ARENA CALIZA LAVADA
	MAYOR CONTRACCION POR SECADO	GRAVA BASALTO Y ARENA DE RIO
RANGO 5	MENOR CONTRACCION POR SECADO	GRAVA CALIZA Y ARENA CALIZA SIN LAVAR
	MAYOR CONTRACCION POR SECADO	GRAVA CALIZA Y ARENA ANDESITA GRAVA BASALTO Y ARENA DE RIO

EN TERMINOS GENERALES, Y PARA LOS DOS TIPOS DE ESPECIMENES ANALIZADOS, LOS

- 1 GRAVA CALIZA Y ARENA ANDESITA
- 2 GRAVA CALIZA Y ARENA CALIZA
- 3 GRAVA BASALTO Y ARENA DE RIO

FIG.4.93 EFECTO DEL CONSUMO DE CEMENTO EN LA CONTRACCIÓN POR SECADO [VIGAS]

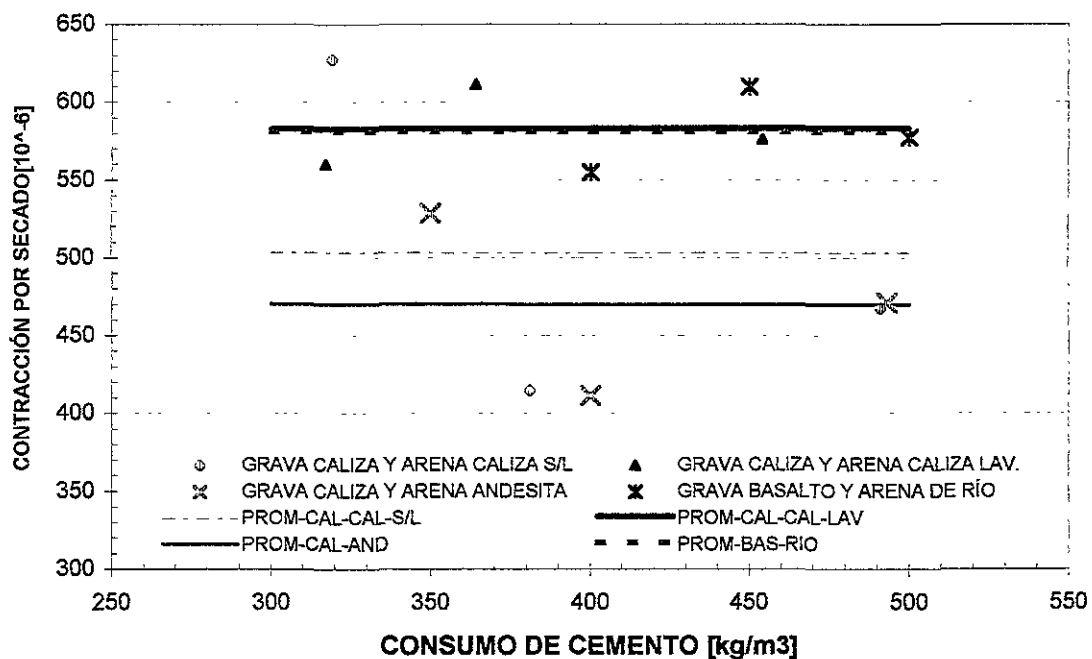
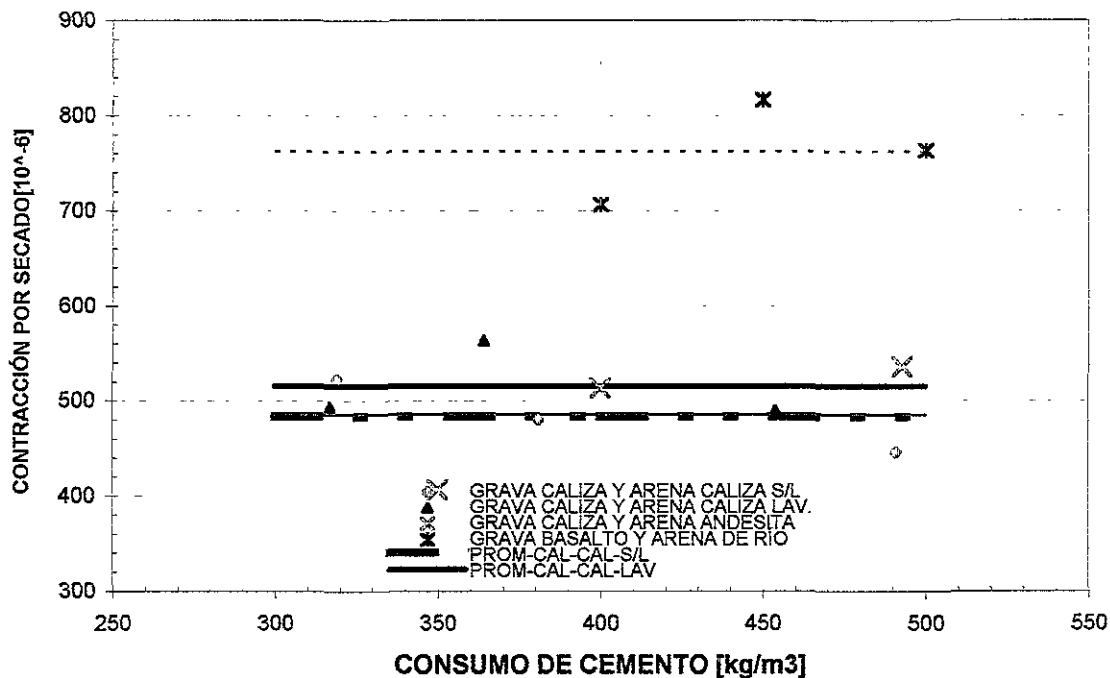


FIG.4.94 EFECTO DEL CONSUMO DE CEMENTO EN LA CONTRACCIÓN POR SECADO [CILINDROS]



CAPITULO V. APLICACIONES DE LA TECNOLOGIA DEL CONCRETO

V.A. APLICACIÓN DE LA TECNOLOGÍA DEL CONCRETO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL

A continuación relacionó dos áreas involucradas en la realización de estructuras de concreto: el diseño estructural y la tecnología del concreto. Tradicionalmente se han manejado como áreas separadas, sin embargo, ambas actividades se relacionan estrechamente: la tecnología del concreto es un elemento básico del diseño estructural.

Frecuentemente el diseño es realizado por un grupo de ingenieros que puede incluir arquitectos y otros profesionales. El ingeniero estructural es responsable de asegurar la resistencia, capacidad de servicio, durabilidad de la estructura, y aspectos íntimamente ligados con las propiedades y comportamiento del material estructural empleado en la construcción.

Todo el conocimiento de las propiedades y el comportamiento del concreto está enfocado para su aplicación en las estructuras de concreto, tanto en la etapa de diseño como de construcción, un mejor conocimiento de las propiedades del concreto, ya sea en estado fresco o endurecido nos permite verificar y asegurar que las propiedades de diseño, como la resistencia de diseño, o el revenimiento se estén cumpliendo. Por lo que es conveniente lograr una mayor relación entre el ingeniero de materiales y el ingeniero estructurista.

Un mayor conocimiento de la tecnología del concreto por parte del diseñador, le permitirá realizar obras de calidad, seguras y durables, e inversamente un mayor conocimiento del diseño estructural por parte del ingeniero de materiales le permitirá entender y resolver los problemas que señale el estructurista.

V.A.1. DEFORMABILIDAD Y DISEÑO ESTRUCTURAL

El ingeniero estructural, experto en el análisis y diseño de estructuras puede ocupar las ecuaciones adecuadas o soluciones analíticas que incluyen parámetros que describen las propiedades de los materiales. Para el concreto la resistencia a la compresión es empleada tradicionalmente, y es la que se puede tratar mejor y relacionar con otras propiedades, sin embargo, no se deben descartar las características de deformabilidad del concreto, como el módulo de elasticidad y el flujo plástico, ni los cambios volumétricos relevantes como la *contracción por secado*.

Para fines de diseño el flujo plástico y la *contracción por secado* se consideran, como un coeficiente único o en el mejor de los casos un valor de cálculo sencillo. Como se vio en el capítulo anterior el flujo plástico y la *contracción por secado* son fenómenos complejos donde influyen una diversidad de factores.

Un ejemplo de la *contracción por secado* son las grietas y deformaciones que causa en las pistas de aeropuertos elaboradas con concreto hidráulico, donde resulta inseguro y antieconómico su manifestación y posterior desarrollo porque su aparición aunado con los esfuerzos de trabajo de la pista pueden ocasionar problemas que requerirían mantenimientos mayores.

Para minimizar las deformaciones y los agrietamientos debidos a la contracción por secado y posteriormente por los esfuerzos de trabajo de la pista se debe emplear un agregado que desarrolle poca contracción por secado. Si tuviéramos que construir una pista de concreto hidráulico y se tuviera disponible grava de origen basáltico y calizo se escogería el agregado grueso calizo porque restringe en mayor magnitud la contracción por secado que el basáltico (véase capítulo 4).

Las pilas de puentes ofrecen otro excelente ejemplo de los problemas causados por la contracción. Para traveses continuos en soportes altos, existe una diferencia sustancial en la contracción de las que están sobre el agua y las que se encuentran sobre terreno seco, donde la contracción es mayor, lo que induce esfuerzos en la trabe.

Para el agrietamiento inesperado por contracción y causado posiblemente por las características de contracción del agregado o de la mezcla empleada, se tiene que en la etapa de diseño tales características no se pueden predecir, y los límites de especificación son demasiado amplios. La contracción es un fenómeno que debe seguir analizándose, de hecho, en la actualidad con los concretos de alto desempeño se requiere determinar la contracción autógena en el elemento del concreto.⁴²

Respecto al flujo plástico podemos señalar que se puede manifestar una deformación vertical en edificios de gran altura, tal deformación se puede evitar parcialmente con un control de las variaciones de la carga sostenida y en el refuerzo de las columnas, así como en sus condiciones de exposición (aunque no siempre sea posible).

En la etapa de diseño no se conocen ni pueden controlarse las características del flujo plástico del concreto a emplear ni los efectos que causará, como en los revestimientos de columnas, cuyas características de deformación difieren para cada una. Es evidente que se requiere un margen de tolerancia para el flujo plástico. El problema es determinar ¿Cuánto flujo plástico habrá? Por tal motivo los métodos de predicción sugeridos anteriormente adquieren importancia y una aplicación directa en el diseño estructural.

V.A.2. DISEÑO ESTRUCTURAL Y DURABILIDAD

La durabilidad del concreto es un problema que afecta a las estructuras en varias partes del mundo, en la década de los sesentas y setentas se presentaron varios problemas al respecto, por lo que desde entonces ha venido surgiendo un interés. La durabilidad implica factores intrínsecos y extrínsecos que exigen un conocimiento de los fenómenos químicos y físicos de la interrelación entre el concreto y medio ambiente por parte del diseñador.

Un ejemplo claro de la relación entre el comportamiento del concreto y el desempeño de las estructuras del concreto en servicio es la influencia de la forma del elemento sobre la durabilidad: las losas de malecones en el agua de mar desarrollan menor corrosión del refuerzo que la construcción con vigas y tableros, saber lo anterior adquiere mayor relevancia cuando se diseña para un determinado período de vida útil.

Cuando no se tiene un conocimiento del concreto pueden surgir grandes errores, por ejemplo, el uso de un concreto totalmente inapropiado, como el elaborado con cemento de alto contenido de alúmina para concreto reforzado y sobretodo presforzado en la década de los setentas, éste tipo de cemento contiene cloruro de calcio que induce posteriormente a la corrosión del refuerzo, por lo que se retiró del mercado en la misma década.

⁴² High -performance Concrete, P.C. Aitcin.

En la actualidad la probabilidad de cometer un 'error' como el anterior es menor, pero conviene asegurarse de no cometer otros en el futuro. Debemos cerciorarnos de entregar estructuras durables con una larga vida de servicio.

La influencia de los diversos factores que afectan a concreto llega a ser de tal magnitud que el diseñador debe estar familiarizado con ellos.

V.B. APLICACIÓN DE LA TECNOLOGÍA DEL CONCRETO EN LA CONSTRUCCIÓN

Un conocimiento sólido del concreto permite construir óptimamente cualquier estructura de éste material bajo cualquier circunstancia, ya que permite manejar, transportar, colocar, vibrar, curar adecuadamente al concreto, así mismo constituye una componente importante del control de calidad.

La tecnología del concreto es básica para cualquier ingeniero dedicado a la construcción; con los antecedentes necesarios el ingeniero constructor puede tomar las medidas necesarias para colar un concreto en climas templados, fríos o cálidos, manejar óptimamente los diversos tipos de concretos (normales, masivos, de alto desempeño, especiales, etc.), así como diseñar un concreto para ciertas condiciones y al mismo tiempo optimizar los recursos de materiales como cementos y agregados y determinar el tiempo de fraguado de un concreto por colocar. Un manejo adecuado del material durante su colocación puede evitar su segregación y conservar así la durabilidad para la cual está diseñado, etc.

La etapa de construcción dentro de un proyecto es elemental y dentro de dicha etapa es el concreto; por lo que es útil llevar un control de calidad de la producción de éste, con el fin de permitir al ingeniero responsable corregir y tomar las medidas pertinentes de ser necesario para mejorar la producción o ratificar que se está llevando a cabo adecuadamente. Sólo en la medida que se garantice una construcción conforme con el diseño estructural se puede garantizar la seguridad y durabilidad de una estructura.

Pero la interrelación entre la construcción y la tecnología del concreto no termina ahí, con el fin de optimizar los materiales limitados, los recursos obreros y proteger al medio ambiente podemos establecer los siguientes objetivos:

- Reducción del tiempo de entrega.
- Reducción del funcionamiento, mantenimiento y costo de energía.
- Aumento en productividad.
- Reducción de enfermedades de trabajo de construcción y lesiones del personal.
- Reducción de pérdidas y contaminación.
- Incremento de durabilidad y flexibilidad.

Para cumplir con los objetivos anteriores se puede buscar una respuesta en el diseño estructural para incrementar la vida útil. Los pavimentos están siendo diseñados para tener una vida útil mayor de 40 años, en oposición de los 25 años que se consideraban antes, y se espera que los puentes sean diseñados para 75 años. Ciertos pavimentos y estructuras europeas son diseñadas para tener vidas útiles de 50 o hasta de 100 años⁴³. La discusión siguiente en materiales futuros de construcción y los sistemas dan pistas acerca de cómo algunas de estas metas pueden lograrse.

⁴³ Concrete Construction for the Next Millenium. Steven H. Kosmatka.

V.C. PERSPECTIVAS Y TENDENCIAS DE LA TECNOLOGIA DEL CONCRETO

Las industrias del cemento y el concreto son vitales para la humanidad. En 1994 se generó una producción mundial de 1'384,400,000 toneladas, lo que se traduce en 5'000,000,000 m³ de concreto, basados en una dosificación promedio entre 250 y 300 kg. de cemento por metro cúbico, el resultado es 12'500,000,000 toneladas de concreto.⁴⁴

El siglo XXI traerá nuevamente cambios a los métodos y materiales de construcción. Al concluir el siglo XX se obtenían fácilmente concretos con 100 kg/cm² y para finales del siglo XX ya se obtenían y en cierto grado ya eran comunes los concretos con resistencia de 1000 kg/cm². Se espera que para los próximos años la industria del cemento y del concreto tengan una mayor desarrollo tecnológico, sean más conscientes y responsables del medio ambiente y de enfoquen más a la durabilidad o al desempeño que a la resistencia. El concreto seguirá siendo un material de construcción básico en nuestra sociedad, sin embargo, su competitividad debe incrementarse a través de mejorar sus cualidades y encontrar soluciones a sus defectos.

Se anhela e investiga la posibilidad de incrementar la resistencia y durabilidad del concreto simultáneamente. Los concretos que abarquen ambos aspectos son de gran valor tecnológico y constructivo. Intentamos mostrar a continuación algunas tendencias y posibilidad futuras del concreto y sus materiales componentes.

➤ **Materiales Cementantes:** El cemento Portland seguirá siendo un componente clave en el próximo siglo, porque ha demostrado su resistencia, uniformidad, confiabilidad y durabilidad alrededor del mundo. El consumo del cemento Portland en 1996 fue casi de 90 millones de toneladas métricas y se estima que para el 2003 el consumo mundial se incremente a 114 millones de toneladas métricas.⁴⁵ En México, la *Cámara Nacional del Cemento* estima un crecimiento de la producción nacional del orden del 3%, 5% y 6% para los años 2001, 2002 y 2003, de hecho tal incremento de consumo de cemento se ha venido presentando desde años atrás (fig. 5.1). Los cementos mezclados tienen un lugar importante en la construcción, en Europa se usa el 37% de cemento Portland y el 63 % de cementos mezclados, mientras que en Canadá y en Estados Unidos se ocupa sólo el 1% de cemento mezclado para propósitos de construcción. Los cementos mezclados contienen clinker Portland, ceniza volante, escoria de alto horno graduada, humo de sílice, arcilla calcinada, y otros ingredientes del cementante y se estima que su consumo incremente.

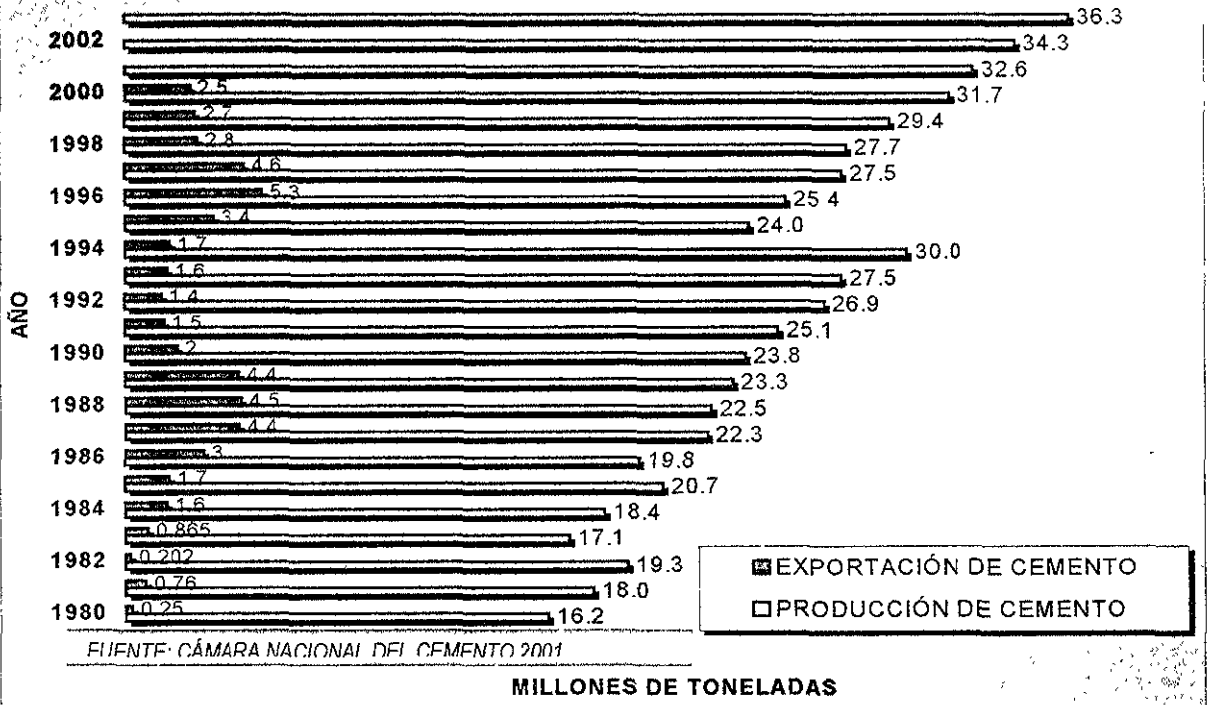
La industria del cemento y del concreto tendrán que diversificar los mercados del concreto por el desarrollo de nichos de mercado que estarán dictados por el costo-efectividad de la propiedad deseada. Es probable que el concreto del futuro tenga menos agua y más aditivos, menos cemento Portland pero más materiales cementantes, con una relación agua/cemento menor que la actual, de hecho hay un autor que propone usar la relación agua/aglutinantes en lugar de la relación agua/cemento.

➤ **Ingredientes:** El aire incluido seguirá siendo ocupado en el concreto hasta que no se descubra un modo infalible para hacer concreto resistente al congelamiento sin contenido de aire. Los reductores de agua y plastificadores continuarán empleándose aunque la eficiencia de estos materiales en su habilidad para influir en las propiedades del concreto debe mejorar y los efectos negativos deben ser minimizados.

⁴⁴ Pierre Aitcin, Ponencia sustentada en la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, abril, 2001.

⁴⁵ Concrete Construction for the Next Millenium. Steven H. Kosmatka.

FIG.5.1. PRODUCCIÓN Y EXPORTACIÓN NACIONAL DE CEMENTO PORTLAND



- **Agregados:** Los bancos de agregados vírgenes de calidad continuarán disminuyendo, tal como ha sucedido en el Valle de México, requiriendo que la industria de la construcción recicle materiales y busque materiales alternos. Algunos cambios sucederán debido a ésta necesidad, como el uso de agregados reciclados que pueden tener constituyentes no deseados, en particular materiales de construcciones demolidas. Los materiales de pavimento ya son reciclados dentro del concreto con relativa facilidad. Al reducirse el suministro de agregado natural, la manufactura de agregados con materiales como la ceniza volante puede llegar a ser más popular.. Es importante buscar nuevos materiales y bancos, en particular para el Valle de México, de ahí la importancia de incentivar la investigación y futuro uso de agregados alternos.
- **Normas:** Un desafío para el siglo XXI será crear especificaciones y métodos de prueba orientados. Los métodos de prueba deben ser calibrados contra la experiencia de campo para asegurar que estos tengan la actuación que se especifica fiablemente. Existe una tendencia de abarcar en una sola norma, los cementos Portland y los cementos mezclados (ASTM C 1157 y EN197), con lo que se facilita el manejo de las especificaciones para cementos.

Si la industria de la construcción del concreto no abraza noticias e innovaciones tecnológicas, otros materiales reemplazarán al concreto. Por ejemplo, el concreto de albañilería, el concreto premezclado, y otros materiales de la construcción reemplazaron sistemas de terracota empleados en los Estados Unidos a principios del siglo XX. Existe una fuerte competencia entre los materiales de construcción como las innovaciones en aleaciones de aluminio, el acero de alto desempeño/alta resistencia, la madera de alto desempeño/alta resistencia, y pavimentos de alto desempeño y fibra reforzada compuesta por polímeros. Quizás el material que ejerce la mayor amenaza competitiva de los materiales de construcción tradicionales es el plástico.

El Concreto con el uso apropiado de los materiales cementantes modernos, agregados e ingredientes químicos innovadores pueden proveer un basto arreglo de propiedades necesarias y especialmente diseñadas para aplicaciones particulares. El concreto de alto desempeño puede tener baja o alta resistencia, normal o baja densidad, baja permeabilidad con gran resistencia a los cloruros y a la corrosión del acero empotrado o ahogado, excelente durabilidad en heladas, exposición a sulfatos o químicos, y ser fluido para la facilidad de construcción, mientras se usan materiales disponibles en la localidad por economía

Se estima que la resistencia compresiva del concreto para propósitos generales de construcción como aceras, losas, marcos para edificios pequeños y moderados, cimentaciones y la mayoría de los proyectos de "baja tecnología" (donde la mayoría del concreto es usado), permanezca entre los 250 kg/cm^2 y 400 kg/cm^2 , debido a que la limitación de recursos desalienta el uso de altas resistencias innecesarias. Sin embargo, en los diseños de estructuras especiales se tendrá la oportunidad de aprovechar el concreto de alto desempeño. El límite superior para concreto mezclado con el uso de cemento, ceniza volante, humo de sílice, plastificadores y agregados de alta calidad oscila es de 1400 kg/cm^2 .⁴⁶

Actualmente el concreto es el material de construcción más usado y se estima que continúe así. La industria del concreto continuará usando todas las innovaciones técnicas disponibles y buscando nuevos mercados. Con innovaciones tales como el concreto de alto desempeño y nuevos sistemas constructivos de concreto, el concreto debe crecer como la opción a elegir entre los materiales de construcción a lo largo del siglo XXI.

⁴⁶ *Concrete Construction for the Next Millenium*. Steven H. Kosmatka.

CONCLUSIONES

1. *Es importante crear nuevas instituciones con personal altamente calificado a la investigación y estudio del concreto, así como realizar una continua investigación en los nuevos materiales y procesos constructivos que se pueden utilizar en el concreto, por lo que es relevante que en México desarrollemos las tecnologías y recursos humanos para avanzar en éste aspecto fundamental para la industria de la construcción que es la tecnología del concreto.*
2. *Aun cuando los resultados son satisfactorios es relevante mencionar que se necesita un número mayor de mezclas para garantizar plenamente el comportamiento de nuestros materiales.*
3. *Los agregados gruesos cumplen con las normas de granulometría.*
4. *El lavar y clasificar en general a los agregados los agregados pudiere no mejorar el módulo de elasticidad de los concretos fabricados con ellos.*
5. *Debido a la importancia del proporcionamiento del concreto y a que influye en las propiedades del concreto en estado fresco y endurecido conviene determinar la respuesta a priori de los materiales a usar.*
6. *El desarrollo de la resistencia a compresión para los cementos tipo I y VI puzolánico empleados es similar, por lo que la comparación entre mezclas con ambos tipos de cemento es viable.*
7. *El proceso de proporcionamiento, independientemente del criterio o método empleado es un proceso en continua revisión por parte de los usuarios - sin importar su experiencia, que junto con un control de calidad permite conocer las características de la producción de concreto.*
8. *El empleo del agregado en el concreto es de suma importancia ya que colabora activamente a un mejor comportamiento que el mortero, genera resistencias a la compresión mayores en el concreto que para un mortero. Dependiendo del tipo y calidad del agregado tendrá mejores propiedades de resistencia, flujo plástico y contracción por secado. El agregado grueso restringe al flujo plástico y a la contracción por secado, así que a mayor volumen de agregado menor flujo plástico y contracción por secado. Por lo anterior es importante considerarlo en el proporcionamiento.*
9. *A causa de que la gran variedad de factores que intervienen en la dosificación de mezclas una buena práctica es observar al proporcionamiento de manera global.*
8. *Los criterios ACI e IMCYC son idénticos, sólo que el segundo se encuentra completamente adaptado al sistema internacional de unidades, y maneja la resistencia en las unidades tradicionalmente manejadas para éste efecto en México (kg/cm^2).*
9. *El criterio del Instituto de Ingeniería proporciona mayores resistencias para iguales relaciones agua/cemento en comparación con el criterio ACI por lo que el criterio del Instituto de Ingeniería permite optimizar recursos materiales y económicos, sin minar la calidad y producción de concreto.*

10. *La correspondencia entre la relación agua/cemento y la resistencia a la compresión a 28 días del Instituto y del ACI difieren primordialmente por la influencia del agregado, por el tipo y las circunstancias geológicas en que éste se encuentra, y en menor grado por las diferencias de producción en el cemento.*
11. *El mejor criterio que puede adoptar el ingeniero diseñador de una mezcla o el equipo de ingenieros encargados de construir estructuras de concreto- sin importar el cargo y experiencia que posean - es realizar mezclas de prueba y llevar un adecuado y sistemático control de calidad que retroalimente su producción de concreto.*
12. *Es importante conocer las tradicionales y nuevas técnicas y prácticas constructivas de orden general, pero éstas adquieren mayor relevancia cuando se aplican a nuestras condiciones particulares, es decir, cuando el ingeniero crea y analiza su información una aplicación específica.*
13. *Para todos los agregados analizados se encontró un peso volumétrico fresco entre 2265 y 2356 kg/m³, lo que confirma los valores de los criterios de dosificación ACI e IMCYC y demuestra que en éste ámbito todos los concretos analizados son estructurales clase 1 según el RCDF.*
14. *Las propiedades del concreto en estado fresco son influenciadas por el tipo de agregado, para las combinaciones de agregado investigadas se concluye que:*
 - a) *El revenimiento obtenido con grava basalto y arena de río en nuestro estudio resulto inferior que los obtenidos con otras combinaciones de agregados para una misma relación agua/cemento o un mismo consumo de cemento, lo anterior se observo para revenimientos entre 0 y 20 cm. El concreto elaborado con grava caliza y arena andesita experimentó en general un revenimiento mayor comparado con los concretos con otros tipos de agregados.*
 - b) *El contenido de aire promedio del concreto fresco para todas las combinaciones de agregados es del 2%, excepto para la grava caliza y arena caliza no lavada que es del 1.4%. El valor mínimo fue de 0.8% para un concreto con grava caliza y arena caliza no lavada, por su parte el mayor contenido de aire fue de 2.7% para grava caliza y arena andesita. El lavado o el uso de una arena saturada incrementa el contenido de aire en el concreto, por ser materiales más permeables.*
 - c) *Se obtiene un peso volumétrico mayor del concreto con el uso de agregados gruesos calizos y finos de andesita, por el contrario los agregados de basalto y arena de río producen el menor peso volumétrico, debido a que el basalto tiene el menor peso específico y/o densidad de los agregados gruesos empleados.*

Los valores obtenidos para el concreto fresco son los siguientes:

TIPO DE AGREGADO	REVENIMIENTO	AIRE INC [%]	PVF [Kg/m ³]
I. Grava caliza y arena caliza sin lava.	7.1	1.4	2328.7
II. Grava caliza y arena caliza lavada.	8.8	2.2	2311.2
III. Grava caliza y arena andesita.	13.3	2.0	2336.7
IV. Grava basalto y arena de río.	1.4	2.1	2300.2

16. Los concretos elaborados con las combinaciones de agregados analizadas, mostraron de mayor a menor resistencia para un mismo o similar consumo de cemento en el orden siguiente:

TIPO DE AGREGADO	RESISTENCIA PROMEDIO [kg/cm ²]	
	A LOS 28 DÍAS	A LOS 90 DÍAS
I. Grava basalto y arena de río.	590	668
II. Grava caliza y arena andesita.	498	597
III. Grava caliza y arena caliza lavada.	311	342
IV. Grava caliza y arena caliza sin lava.	283	324

17. El incremento de resistencia es proporcional con el incremento de consumo de cemento, pero dicho incremento depende también del tipo de agregado empleado o a usar. Existe un mejor aprovechamiento del incremento de consumo de cemento tanto para la grava basáltica y la arena de río como para la grava caliza y la arena andesita que para ambos agregados calizos. El agregado grueso basáltico y la arena de río y también el agregado grueso calizo y fino de andesita generan mayores resistencias que la grava y arena caliza para un mismo consumo de cemento.
18. Para los concretos de alta resistencia empleados se observaron se requirió principalmente el empleo de agregado basáltico con un tamaño máximo de 3/4".
19. El agregado grueso de basalto y la arena de río han mostrado en éste estudio ser agregados alternos viables para la producción de concreto, es necesario investigar más profundamente su viabilidad para estructuras de gran importancia. Con sus características benéficas encontradas en el ámbito de resistencia del concreto y sus características de deformabilidad es una combinación alterna de agregados perfectamente utilizable para estructuras de baja y media tecnología. Para su aplicación en estructuras de mayor importancia, donde se requiere un grado tecnológico considerable, es necesario encontrar una solución para emplear grava de origen basáltica y obtener un concreto con baja deformabilidad.
20. La mejor manera de determinar el módulo de elasticidad de un concreto es ensayarlo; las estimaciones teóricas son estupendas generalizaciones que no necesariamente se adaptan a condiciones particulares, sin embargo, para cuestiones de diseño y cuando no se tienen valores reales del concreto utilizado o a utilizar constituyen una magnífica ayuda de diseño. Los concretos fabricados con los agregados estudiados presentaron su módulo de elasticidad en el siguiente orden descendente:

TIPO DE AGREGADO	MÓDULO DE ELASTICIDAD A LOS 28 DÍAS [kg/cm ²]
I. Grava caliza y arena andesita.	321717
II. Grava caliza y arena caliza sin lavar	313095
III. Grava caliza y arena caliza lavada	311515
IV. Grava basalto y arena de río.	270699

Las relaciones resistencia a compresión - módulo de elasticidad para los distintos tipos de agregados determinadas son:

AGREGADO EMPLEADO EN EL CONCRETO	RELACIÓN RESISTENCIA A COMPRESIÓN - MÓDULO DE ELASTICIDAD [28 días]
I. Grava Caliza y arena caliza sin lavar	$E_c = 18010\sqrt{f'c}$
II. Grava Caliza y arena caliza lavada	$E_c = 17663\sqrt{f'c}$
III. Grava Caliza y arena andesita	$E_c = 14597\sqrt{f'c}$
IV. Grava basalto y arena de río	$E_c = 11071\sqrt{f'c}$
Para todos los agregados empleados	$E_c = 15060\sqrt{f'c}$

21. El flujo plástico es una propiedad de largo plazo importante del concreto que debe investigarse con mayor profundidad. Es un nexo entre las propiedades de resistencia - deformabilidad - durabilidad con poco desarrollo y una escasa normatividad en México. En la medida que nuestras estructuras y miembros de concreto incluyan éste factor se incrementará la durabilidad de las estructuras y se evitarán sus efectos dañinos.

22. Las ecuaciones promedio de flujo plástico determinados para los concretos analizados de acuerdo a su tipo de agregado grueso y fino son:

ECUACIONES PROMEDIO DE FLUJO PLÁSTICO

TIPO DE AGREGADO	NEVILLE	FUENTES
I. Grava basalto y arena de río.	$C_T = \frac{t^{0.6}}{10.2 + t^{0.6}} 1.9$	$C_T = \frac{t^{0.7}}{13.4 + t^{0.7}} 1.9$
II. Grava caliza y arena andesita.	$C_T = \frac{t^{0.6}}{17.6 + t^{0.6}} 2.1$	$C_T = \frac{t^{0.7}}{20.9 + t^{0.7}} 1.7$
III. Grava caliza y arena caliza lavada	$C_T = \frac{t^{0.6}}{18.4 + t^{0.6}} 4.2$	$C_T = \frac{t^{0.9}}{81.6 + t^{0.9}} 3.6$
IV. Grava caliza y arena caliza sin lavar	$C_T = \frac{t^{0.6}}{17.4 + t^{0.6}} 4.5$	$C_T = \frac{t}{72.9 + t} 3.8$

23. Los datos experimentales y los métodos de Neville y Fuentes muestran que la pendiente se estabiliza, por lo que se puede proyectar con tales métodos el flujo plástico de un concreto a largo plazo (25-30 años). Con la consideración del flujo plástico a largo plazo se incrementa la durabilidad de las estructuras y disminuir así el costo de mantenimiento.

24. Para la proyección del flujo plástico a largo plazo (30 años) el método de Neville genera valores mayores que el de Fuentes, por lo que proporciona un mayor margen de seguridad.

25. Los tres métodos considerados son perfectamente viables para la predicción del flujo plástico, sin embargo, cada método tiene una aplicación confiable en determinadas circunstancias. El método ACI 209R-92(97) es un excelente método para predecir teóricamente el flujo plástico con fines de aplicación directa en el diseño estructural, y que adicionalmente proporciona factores de corrección para edad de carga, tipo de curado, relación volumen/superficie del miembro de concreto, condiciones ambientales, etc. que son de gran ayuda para el diseñador. Sin embargo, tiene limitaciones de orden práctico - sólo es aplicable para concretos tipo I y III. Además de ser un modelo que se basa en agregados muy diferentes a los que se encuentran en México y en específico en el Valle de México, por lo tanto se requiere una método de predicción que considere los agregados y condiciones de México.

Los métodos de Neville y Fuentes están encaminados a la investigación y su aplicación está enfocada a determinar mediante ensayos experimentales el desarrollo del flujo plástico de un concreto en particular, como pueden ser concretos con materiales cementantes, agregados, aditivos, o con combinaciones de ambos, ligeros, de alto desempeño y con condiciones ambientales particulares.

El método de predicción propuesto de flujo plástico de Fuentes es una alternativa confiable para la predicción del flujo plástico de concreto a distintas edades; en las mezclas analizadas reporta valores más grandes que el método de Neville para concretos de corta edad y valores menores para concretos de larga edad.

En resumen los tres métodos tienen su razón de ser, un método enfocado a aplicaciones generales y más comunes [ACI 209R92(97)] y los otros dos enfocados a aplicaciones particulares [Neville y Fuentes].

26. La evolución del flujo plástico de nuestros concretos está dentro de la zona de fluctuación que el ACI y otros investigadores han sugerido.
27. El RCDF propone sólo dos valores generales dependiendo de la clase de concreto, sin incluir una estimación abierta - y por lo tanto más adecuada - para concretos con características particulares, como concretos de alto desempeño, masivos, ligeros o para concretos cargados a distintas edades, compactados y/o curados con distintos métodos, y para diversas condiciones de servicio. Es conveniente realizar una revisión cuidadosa y a detalle con el fin de proponer un modelo confiable de predicción del flujo plástico en el concreto, que considere todas las variables involucradas en éste singular fenómeno, presente en prácticamente cualquier estructura de concreto. Sólo en la medida que nuestra normatividad técnica, nuestro conocimiento y práctica constructiva sean compatibles podremos aspirar a mejorar la ingeniería civil mexicana.
28. El mejoramiento del modelo matemático de fenómenos complejos como los efectos del flujo plástico y contracción en concreto pueden ser mejorados sólo a través del mejor entendimiento de los mecanismos físicos envueltos y derivados del modelo de la ley que describe tal mecanismo. El mejoramiento de la predicciones a largo tiempo puede ser mejorado en la base de extrapolación de mediciones de corto plazo, esto puede ser totalmente efectivo para flujo plástico, pero para contracción por secado el problema de extrapolación es más difícil.
29. Las combinaciones de agregados empleadas para la elaboración de concreto restringen de mayor a menor magnitud la contracción por secado en el siguiente orden:

TIPO DE AGREGADO	CONTRACCIÓN POR SECADO PROMEDIO [10^{-6}]	
	(VIGAS)	(CILINDRO)
I. Grava caliza y arena andesita.	470.5	485.6
II. Grava caliza y arena caliza sin lavar	503.3	483.3
III. Grava caliza y arena caliza lavada	582.5	515.6
IV. Grava basalto y arena de río.	580.8	762.2

En términos generales y para los dos tipos de especímenes los agregados restringen en mayor magnitud la contracción por secado en el siguiente orden:

- I. Grava caliza y arena andesita.
- II. Grava caliza y arena caliza.
- III. Grava basalto y arena de río.

Adicionalmente se observa que las arenas con antecedentes de humedad (lavadas o de río) generan contracciones por secado de mayor magnitud y homogeinizan el valor de la contracción por secado independiente mente del consumo de cemento o de la relación agua/cemento.

30. La arena mientras sea lavada obtiene el mismo nivel de contracción por ser lavada, no importando su módulo de finura. Misma semejanza en estos con respecto a su resistencia a la compresión. El lavado de la arena genera una contracción por secado del orden de 589×10^{-6} , en tanto, las arenas sin lavar reducen su contracción en promedio a 500×10^{-6} , es decir, es decir, una diferencia entre lavar y no lavar la arena de 90×10^{-6} .
31. Las ecuaciones promedio de contracción para especímenes de viga y de cilindro determinados para los concretos analizados de acuerdo a su tipo de agregado grueso y fino son:

TIPO DE AGREGADO	VIGAS	CILINDRO
I. Grava basalto y arena de río.	$\epsilon_t = \frac{t}{28.2+t} 5.7 \times 10^{-5}$	$\epsilon_t = \frac{t}{50.2+t} 6.4 \times 10^{-5}$
II. Grava caliza y arena andesita.	$\epsilon_t = \frac{t}{39.3+t} 5.1 \times 10^{-5}$	$\epsilon_t = \frac{t}{62.8+t} 5.9 \times 10^{-5}$
III. Grava caliza y arena caliza lavada	$\epsilon_t = \frac{t}{23.7+t} 6.3 \times 10^{-5}$	$\epsilon_t = \frac{t}{65.5+t} 6.3 \times 10^{-5}$
IV. Grava caliza y arena caliza sin lavar	$\epsilon_t = \frac{t}{21.6+t} 5.4 \times 10^{-5}$	$\epsilon_t = \frac{t}{47.1+t} 5.5 \times 10^{-5}$

32. El concreto elaborado con agregado grueso de basalto y arena de río desarrolla mayores deformaciones que los elaborados con grava caliza y arena caliza y con grava caliza y arena andesita. Las deformaciones unitarias totales promedio determinadas al año en este estudio son:

I. Grava caliza y arena andesita	2245×10^{-6}
II. Grava caliza y arena caliza sin lavar	2253×10^{-6}
III. Grava caliza y arena caliza lavada	2277×10^{-6}
IV. Grava basalto y arena de río	3322×10^{-6}

Por su parte las deformaciones elásticas unitarias siguen en promedio el siguiente orden:

I. Grava caliza y arena caliza sin lavar	444×10^{-6}
II. Grava caliza y arena caliza	461×10^{-6}
III. Grava caliza y arena andesita.	713×10^{-6}
IV. Grava basalto y arena de río.	1055×10^{-6}

Por lo que concluimos que el concreto elaborado agregado grueso basáltico es más deformable que el elaborado con un agregado grueso calizo.

33. El agregado ejerce una mayor influencia para efecto de la magnitud de la resistencia a la compresión que para efectos de la magnitud del flujo plástico y de la contracción por secado.

34. *Es necesario y de vital importancia para la ingeniería mexicana buscar agregados alternos, así como incentivar su investigación y posterior empleo en el concreto.*
35. *La influencia de la diversidad de factores que afectan al concreto es de tal magnitud que el diseñador estructural y el constructor deben tener un conocimiento adecuado de la tecnología del concreto.*
36. *Los concretos con ambos agregados calizos muestran un desarrollo moderado de resistencia, entre 229 y 352 kg/cm² a 28 días para consumos de cemento de 317 a 491 kg/m³, y un coeficiente alto de flujo plástico que varía entre 2.52 y 3.12 y una contracción por secado de 447 a 563 X10⁻⁶ al año, por lo que su aplicación debe enfocarse a estructuras de baja tecnología donde no se requieren altas resistencias a compresión o tensión (edificios de poca altura y/o edificaciones en zonas de bajo riesgo sísmico). Por su parte el concreto elaborado con grava basalto y arena de río presenta un excelente desarrollo de resistencia, donde con consumo de cemento entre 400 y 500 kg/m³ se obtienen resistencias entre 521 y 687 kg/cm², y presenta un coeficiente de flujo plástico al año menor (entre 1.28 y 1.89) y una contracción por secado importante (entre 707 y 817 X10⁻⁶). Con tales características el concreto con grava basalto y arena de río puede aplicarse a estructuras donde el criterio principal es la resistencia, y donde se consideren las medidas adecuadas para restringir en lo posible la contracción por secado. Su aplicación en estructuras hidráulicas es perfectamente viable por su resistencia y porque en estructuras hidráulicas como canales de descarga no hay cargas sostenidas (no se presentará flujo plástico), y por que con un adecuado curado y con el flujo de por el canal agua (aunque este sea ocasional) se restringe la contracción por secado. Una buena práctica es humedecer el concreto en temporadas con altas temperaturas ambientales. Los concretos con grava caliza y arena andesita poseen un buen desarrollo de resistencia a compresión (entre 411 y 629 kg/cm² para consumo de cemento que oscilan entre 350 y 493 kg/m³ y un moderado coeficiente flujo plástico (entre 1.25 y 1.58 para un año) y una contracción por secado entre 407 y 537 X10⁻⁶, por lo que su aplicación es más universal, porque ofrece resistencias altas con consumo de cementos relativamente moderados y baja deformabilidad a largo y corto plazo, de hecho es la combinación de agregados que ofrece menor deformabilidad total y un bajo coeficiente de flujo plástico, algo similar sucede en la contracción por secado, donde presenta la menor contracción por secado promedio, en suma es un concreto con muy buenas características de resistencia y deformabilidad, por lo que es una excelente opción para elaborar concreto en el Valle de México.*
37. *Es necesario y útil realizar más estudios del flujo plástico, la contracción y el desarrollo de resistencia para concretos de alta resistencia con diferentes combinaciones de agregados disponibles en el país.*
38. *Aunado al desarrollo de la tecnología del concreto se debe impulsar la ejecución de buenas prácticas constructivas en todo el país. Aunque tengamos un adecuado diseño de mezcla, materiales de buena calidad y un excelente diseño estructural el esfuerzo será en vano si no se tiene un adecuado cuidado de los materiales (agregados, cementos, agua, acero, etc.), así como un óptimo colado, vibrado y curado, así como los sistemas y equipos de construcción adecuados.*
39. *Una mayor integración de las tres ramas de ingeniería civil (tecnología del concreto, diseño estructural y construcción) permitirá optimizar recursos materiales y económicos, así como afrontar las tendencias y retos del futuro de la Industria de la construcción.*

BIBLIOGRAFÍA

- **THE FUTURE OF THE CEMENT AND CONCRETE INDUSTRY AT THE DAWN OF THE CENTURY.**
PIERRE-CLAUDE AÏTCIN. PONENCIA SUSTENTADA EN LA FACULTAD DE INGENIERÍA. UNAM. ABRIL, 2001.
- **ACI MANUAL OF CONCRETE PRACTICE 2000 PART 1, MATERIALS AND GENERAL PROPERTIES OF CONCRETE**
ACI 209R - 92 (REAPPROVED 1997) PREDICTION OF CREEP, SHRINKAGE, AND TEMPERATURE EFFECTS INC ONCRETE STRUCTURES.

ACI 211.1-91 STANDARD PRACTICE FOR SELECTING PROPORTIONS FOR NORMAL, HEAVYWEIGHT, AND MASS CONCRETE.
- **TECNOLOGÍA DEL CONCRETO, UN ELEMENTO DE ESENCIAL DEL DISEÑO ESTRUCTURAL.**
ADAM NEVILLE. REVISTA CONSTRUCCIÓN Y TECNOLOGÍA, AGOSTO, 2000. INSTITUTO MEXICANO DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO A.C.*
- **CONCRETE CONSTRUCTION FOR THE NEXT MILLENIUM"**
STEVEN H KOSMATKA. PONENCIA SUSTENTADA EN EL PRIMER CONGRESO INTERAMERICANO DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO.CD. DE MÉXICO, SEPTIEMBRE1999.
- **ANNUAL BOOK OF ASTM STANDARS, 1998 .**
VOLUME 04.02 CONCRETE AND CONCRETE AGGREGATES,
VOLUME 04.03 CEMENT AND GYPSUM 1998
AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS.
- **CONCRETOS DE ALTO DESEMPEÑO CON MATERIALES COMUNES EN EL DISTRITO FEDERAL.**
MENDOZA CARLOS J., AIRE C.CONTRERAS P.,FUENTES G.ALBERTO.
INFORME PREPARADO PARA LA SECRETARIA GENERAL DE OBRAS DEL DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL.
INSTITUTO DE INGENIERIA.UNAM.DICIEMBRE 1998.
- **TECNOLOGÍA DEL CONCRETO.** Traducción de **CONCRETE TECHNOLOGY.**
A.M.NEVILLE Y J.J.BROOKS. ED. TRILLAS. MEXICO, 1998.
- **HIGH - PERFORMANCE CONCRETE, MODERN CONCRETE TECHNOLOGY 5.** P.C. AÏTCIN. E & FN SPON. USA & CANADA, 1998.
- **HIGH-PERFORMANCE CONCRETE:INFLUENCE OF COARSE AGGREGATES ON MECHANICAL PROPERTIES.**
AYKUT CETIN & RAMON L. CARRASQUILLO. ACI MATERIALS JOURNAL V.95.No.3, May - June 1998.
- **AGGREGATE BOND AND MODULUS OF ELASTICITY OF CONCRETE.**
ADAM M. NEVILLE. ACI MATERIALS JOURNAL V.94.No.1, January - February 1997.
- **AGGREGATES AND THE DEFORMATION PROPERTIES OF CONCRETE**
MARK G. ALEXANDER. ACI MATERIALS JOURNAL V.93,No.6, November - December 1996.
- **NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL.**
GACETA OFICIAL DEL DISTRITO FERERAL, 25 DE MARZO DE 1996.
- **CONCRETOS FABRICADOS CON ARENAS Y GRAVAS CALIZAS DISPONIBLES EN EL D.F.**
MENDOZA CARLOS J., CARMONA CARLOS M, FUENTES G.ALBERTO.
INFORME PREPARADO PARA LA SECRETARIA GENERAL DE OBRAS DEL DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL.
INSTITUTO DE INGENIERIA.UNAM.DICIEMBRE 1995.
- **MANUAL DE TECNOLOGIA DEL CONCRETO** Sección 3.
COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD-INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM. ED. LIMUSA. MÉXICO, 1994.
- **CONCRETE TECHNOLOGY:NEW TRENDS, INDUSTRIAL APPLICATIONS.** Proceeding of the International RILEM Workshop (26).
Chapter 13.CONCRETE CREEP AND SHINKAGE PREDICTION MODELS FOR DESIGN CODES.
Z.P. BAŽANT & S.BAWEJA. E & FN Spon, Barcelona, España, 1994.

- **CREEP AND SHRINKAGE REVISITED**
N.J. GARDNER AND J.W.ZHAO. ACI MATERIALS JOURNAL V.90, NO.3, May - June 1993.
- **CONCRETOS ESTRUCTURALES CON AGREGADOS BASALTICOS**
C.JAVIER MENDOZA, ALBERTO FUENTES.G. Y CARLOS AIRE U.
INFORME PREPARADO PARA GRUPO CORPORATIVO INTERESTATAL S.A DE C.V.
INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM. DICIEMBRE, 1993.
- **TECNOLOGIA DEL CONCRETO**, Traducción de **Properties of Concrete**.
A.M.NEVILLE. INSTITUTO MEXICANO DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO A. C. MÉXICO, 1992.
- **DISEÑO Y CONTROL DE MEZCLAS DE CONCRETO**
STEVEN H. KOSMATKA Y WILLIAM C. PANARESE. PORTLAND CEMENT ASSOCIATION.
Edición y Traducción al español del INSTITUTO MEXICANO DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO A. C.MÉXICO, 1992.
- **ANALYSIS OF THE CONCRETE STRENGTH VERSUS WATER-CEMENT RATIO RELATIONSHIP.**
SANDOR POPOVICS. ACI MATERIALS JOURNAL V.87, No.5, September - October 1990.
- **" EL CONCRETO EN LA HISTORIA"** En CONSTRUCCIÓN Y TECNOLOGÍA. Vol. II 16 de septiembre de 1989.
REVISTA DEL INSTITUTO MEXICANO DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO A. C.
- **" EL CEMENTO Y EL CONCRETO EN LA INDUSTRIALIZACION"** En CONSTRUCCIÓN Y TECNOLOGÍA. Vol. II 16 de septiembre de 1989. REVISTA DEL INSTITUTO MEXICANO DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO A. C.
- **PROPORCIONING HIGH-STRENGTH CONCRETE TO CONTROL CREEP AND SHRINKAGE.**
THERESE M. COLLINS. ACI MATERIALS JOURNAL V.86, No.6., November - December 1989.
- **CONCRETO REFORZADO, UN ENFOQUE BÁSICO.** EDWARD G. NAWY. ED. PRENTICE HALL. MÉXICO, 1988.
- **PRACTICA PARA DOSIFICAR CONCRETO NORMAL, CONCRETO PESADO Y CONCRETO MASIVO.**
INSTITUTO MEXICANO DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO A. C. MEXICO, 1983.
- **MANUAL DE CONCRETO. Parte 2.**
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA EXPERIMENTAL. SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS.MEXICO, 1970.
- **CREEP OF CONCRETE: PLAIN, REINFORCED AND PRESTRESSED**
A.M.NEVILLE, NORTH HOLLAND PUBLISHING COMPANY. AMSTERDAM, 1970.
- **CREEP OF ENGINEERING MATERIALS.**
FINNIE IAIN & WILLIAM R. HELLER, NEW YORK, MC GRAW HILL, 1959.
- **"CREEP OF CONCRETE UNDER VARIABLE STRESS"**
A.D.ROSS. JOURNAL OF THE AMERICAN CONCRETE INSTITUTE V.29, No.9. Proceedings V. 54 March, 1958
- **THE CHEMISTRY OF CEMENT AND CONCRETE**
F.M. LEAC.B.E., DS.C.F.R.I.C. EDWARD ARNOLD PUBLISHER LTD., LONDON, ENGLAND, 1955.

NORMAS ASTM IMPORTANTES EMPLEADAS EN NUESTRA INVESTIGACIÓN:

- C 33 - 97 *Specification for Concrete Aggregates*
- C 39 - 96 *Test Method for Compressive Strength of Cilindrical Concrete Specimens.*
- C 127 - 88 (1993) *Test Method for Specific Gravity and Absortion of Coarse Aggregates.*
- C 138 - 92 *Test Method for Unit Weight, Yield and Air Content (Gravimetric) of Concrete.*
- C143/C143M - 97 *Test Method for Stump oh Hydraulic Cement Concrete.*
- C 157 / 93 *Test Method for Lenght Change of Hardened Hydraulic - Cement, Mortar and Concrete.*
- C 173 - 94a *Test Method for Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Volumetric Method.*
- C 192/C 192M - 95 *Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory.*
- C 469 - 94 *Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression.*
- C 490 - 96 *Practice for Use of Apparatus for the Determination of Lenght Change of Hardened Cement Paste, Mortar and Concrete.*
- C 512 - 87 (1994) *Standard Test Method for Creep of Concrete in Compression.*

ANEXOS

**ANEXO A: FLUJO PLÁSTICO PARA DIVERSOS CONCRETOS:
MÉTODOS NEVILLE Y FUENTES**

**ANEXO B: EXTENSIÓN Y CONTRACCIÓN POR SECADO
PARA DIFERENTES CONCRETOS**

Tabla A1. Flujo plástico de concretos con consumo de cemento de 319 kg/m³

Semanas	Días de carga t	Flujo plástico real $\varepsilon_c \times 10^{-6}$	Coeficiente de Flujo plástico experimental	Coeficiente de Flujo plástico (Neville)		Coeficiente de Flujo plástico (Fuentes)		
				$C_T = \frac{t^{0.6}}{b+t^{0.6}} C_U$		a	b	C_U
			C	b	C_U			
0	0	$\varepsilon_0 = 393.3$	0	0	0	0	0	0
1	7	600.0	0.525	2.12	0.893	0.476	12.76	3.338
2	14	721.7	0.834	19.76	4.128	0.570	17.30	3.898
3	21	805.0	1.046	35.17	6.893	0.618	19.12	3.964
4	28	861.7	1.190	31.02	6.155	0.633	18.83	3.824
5	35	915.0	1.326	30.56	6.073	0.642	18.92	3.780
6	42	946.7	1.406	29.15	5.828	0.648	18.85	3.735
7	49	980.0	1.491	27.39	5.523	0.651	18.70	3.692
8	56	1005.0	1.555	25.40	5.181	0.653	18.48	3.646
9	63	1058.3	1.690	25.62	5.218	0.658	18.71	3.646
10	70	1066.7	1.711	25.50	5.197	0.662	18.85	3.641
11	77	1085.0	1.758	24.83	5.086	0.663	18.81	3.627
12	84	1121.7	1.851	24.56	5.041	0.667	18.98	3.622
13	91	1131.7	1.877	24.28	4.994	0.669	19.03	3.616
14	98	1156.7	1.940	24.04	4.956	0.671	19.10	3.612
15	105	1165.0	1.961	23.82	4.920	0.673	19.18	3.608
16	112	1181.7	2.004	23.33	4.841	0.674	19.18	3.599
17	119	1205.0	2.063	23.05	4.798	0.675	19.20	3.594
18	126	1218.3	2.097	22.91	4.776	0.677	19.29	3.594
19	133	1225.0	2.114	22.64	4.733	0.678	19.29	3.589
20	140	1230.0	2.127	22.42	4.700	0.679	19.33	3.586
21	147	1268.3	2.224	22.46	4.706	0.680	19.44	3.589
22	154	1260.0	2.203	22.31	4.682	0.681	19.45	3.587
23	161	1273.3	2.237	22.18	4.662	0.681	19.47	3.585
24	168	1273.3	2.237	21.95	4.629	0.681	19.43	3.581
25	175	1286.7	2.271	21.77	4.602	0.681	19.42	3.579
26	182	1286.7	2.271	21.52	4.564	0.681	19.36	3.574
27	189	1303.3	2.313	21.35	4.539	0.681	19.36	3.571
28	196	1308.3	2.326	21.16	4.510	0.681	19.34	3.569
29	203	1325.0	2.368	21.04	4.493	0.682	19.37	3.568
30	210	1340.0	2.406	20.98	4.485	0.683	19.45	3.570
34	238	1370.0	2.483	20.90	4.476	0.684	19.57	3.572
38	266	1408.3	2.580	20.90	4.473	0.687	19.80	3.579
42	294	1428.3	2.631	20.85	4.466	0.689	20.04	3.585
46	322	1455.0	2.699	20.84	4.464	0.692	20.35	3.564
50	350	1473.3	2.745	20.80	4.460	0.696	20.67	3.601
1 año	365	1478.3	2.758	20.63	4.436	0.701	21.13	3.607

Mezcla A2

Fecha de colado: 27 de abril de 1995

Rev: 8.0 cm

Tabla A1. Flujo plástico de concretos con consumo de cemento de 319 kg/m³ (Continuación)

Semanas	Días de carga t	Flujo plástico real $\varepsilon_c \times 10^{-6}$	Coeficiente de Flujo plástico experimental	Coeficiente de Flujo plástico (Neville) $C_T = \frac{t^{0.6}}{b+t^{0.6}} C_U$		Coeficiente de Flujo plástico (Fuentes) $C_T = \frac{t^a}{b+t^a} C_U$		
				C	b	C _U	a	b
62	434	1511.7	2.846	20.52	4.420	0.704	21.43	3.611
74	518	1531.7	2.894	20.23	4.382	0.706	21.64	3.610
86	602	1561.7	2.970	19.94	4.345	0.710	21.94	3.610
98	686	1580.0	3.016	19.63	4.304	0.713	22.23	3.609
2 años	730	1596.7	3.059	19.43	4.277	0.718	22.63	3.610
110	770	1610.0	3.093	19.28	4.259	0.722	23.08	3.612
122	854	1638.3	3.165	19.22	4.252	0.729	23.78	3.616
134	938	1640.0	3.169	19.07	4.232	0.735	24.31	3.616
146	1022	1650.0	3.194	18.91	4.212	0.740	24.82	3.614
3 años	1095	1650.0	3.194	18.71	4.187	0.744	25.19	3.610
158	1106	1663.3	3.228	18.62	4.176	0.749	25.74	3.609
170	1190	1713.3	3.355	18.81	4.200	0.763	27.30	3.611
182	1274	1741.7	3.427	18.98	4.220	0.784	29.84	3.610
194	1358	1771.7	3.504	19.21	4.248	0.814	33.92	3.607
206	1442	1766.7	3.491	19.53	4.286	0.880	45.21	3.596
4 años	1460	1781.7	3.529	19.67	4.302	0.915	52.79	3.592
218	1526	1768.3	3.495	19.71	4.308	0.931	52.20	3.596
230	1610	1773.3	3.508	19.74	4.311	0.950	62.55	3.599
DESCARGA	1656	1766.7	3.491	19.73	4.309	0.962	66.45	3.601

Tabla A2. Flujo plástico de concretos con consumo de cemento de 381 kg/m³

Semanas	Días de carga <i>t</i>	Flujo plástico real $\varepsilon_c \times 10^{-6}$	Coeficiente de Flujo plástico experimental	Coeficiente de Flujo plástico (Neville)		Coeficiente de Flujo plástico (Fuentes)		
				$C_T = \frac{t^{0.6}}{b+t^{0.6}} C_U$		$C_T = \frac{t^a}{b+t^a} C_U$		
			<i>C</i>	<i>b</i>	<i>C_u</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>C_u</i>
0	0	$\varepsilon_0=453.3$	0	0	0	0	0	0
1	7	815.0	0.797	-17.08	-3.512	0.642	15.18	4.200
3	21	1068.3	1.356	32.16	8.665	0.676	14.82	3.973
5	35	1203.3	1.654	18.87	5.435	0.659	14.02	3.891
6	42	1241.7	1.738	17.01	4.991	0.652	13.77	3.876
7	49	1286.7	1.838	15.92	4.736	0.647	13.59	3.871
8	56	1333.3	1.941	15.55	4.650	0.646	13.63	3.887
10	70	1403.3	2.095	15.50	4.637	0.647	13.75	3.904
11	77	1426.7	2.147	15.35	4.605	0.648	13.84	3.916
12	84	1443.3	2.183	15.20	4.572	0.648	13.85	3.918
13	91	1483.3	2.272	15.13	4.557	0.648	13.89	3.922
14	98	1500.0	2.308	15.12	4.555	0.649	13.96	3.927
15	105	1541.7	2.400	15.26	4.584	0.653	14.15	3.940
16	112	1551.7	2.422	15.31	4.595	0.654	14.24	3.946
17	119	1570.0	2.463	15.38	4.610	0.657	14.36	3.952
18	126	1576.7	2.477	15.35	4.603	0.658	14.41	3.953
19	133	1598.3	2.525	15.34	4.600	0.659	14.47	3.955
20	140	1623.3	2.580	15.35	4.603	0.661	14.59	3.960
21	147	1635.0	2.606	15.36	4.605	0.662	14.63	3.961
22	154	1638.3	2.613	15.32	4.598	0.662	14.65	3.961
23	161	1641.7	2.621	15.25	4.583	0.662	14.63	3.959
24	168	1665.0	2.672	15.22	4.577	0.662	14.66	3.960
25	175	1666.7	2.676	15.15	4.564	0.662	14.65	3.959
26	182	1690.0	2.727	15.13	4.561	0.663	14.69	3.960
27	189	1698.3	2.746	15.11	4.556	0.664	14.73	3.961
28	196	1695.0	2.738	15.03	4.542	0.664	14.72	3.959
29	203	1723.3	2.801	15.02	4.541	0.665	14.77	3.961
30	210	1723.3	2.801	14.98	4.534	0.665	14.80	3.962
34	238	1793.3	2.955	15.08	4.551	0.667	14.98	3.970
38	266	1825.0	3.025	15.18	4.568	0.670	15.21	3.980
42	294	1845.0	3.069	15.24	4.578	0.673	15.42	3.988
46	322	1863.3	3.110	15.26	4.582	0.676	15.62	3.995
50	350	1883.3	3.154	15.26	4.583	0.678	15.82	4.001
1 año	365	1905.0	3.202	15.32	4.592	0.684	16.26	4.012

Mezcla A3

Fecha de colado: 2 de mayo de 1995

Rev: 7.4 cm

Tabla A2. Flujo plástico de concretos con consumo de cemento de 381 kg/m³ (Continuación)

Semanas	Días de carga t	Flujo plástico real $\varepsilon_c \times 10^{-6}$	Coeficiente de Flujo plástico experimental	Coeficiente de Flujo plástico (Neville)		Coeficiente de Flujo plástico (Fuentes)		
				$C_T = \frac{t^{0.6}}{b+t^{0.6}} C_U$		$C_T = \frac{t^a}{b+t^a} C_U$		
			C	b	C_U	a	b	C_U
62	434	1943.3	3.266	15.33	4.595	0.688	16.55	4.019
74	518	1951.7	3.305	15.17	4.568	0.690	16.66	4.016
86	602	1980.0	3.367	14.98	4.539	0.692	16.79	4.014
98	686	1995.0	3.400	14.76	4.502	0.694	16.86	4.009
2 años	730	2033.3	3.485	14.70	4.494	0.699	17.20	4.012
110	770	2055.0	3.533	14.70	4.494	0.704	17.65	4.018
122	854	2083.3	3.595	14.74	4.500	0.711	18.25	4.024
134	938	2106.7	3.647	14.79	4.507	0.720	18.98	4.030
146	1022	2135.0	3.709	14.88	4.521	0.732	19.97	4.036
3 años	1095	2160.0	3.764	15.00	4.538	0.746	21.30	4.040
158	1106	2173.3	3.794	15.13	4.558	0.762	22.84	4.042
170	1190	2198.3	3.849	15.28	4.580	0.784	25.11	4.041
182	1274	2221.7	3.900	15.45	4.605	0.819	29.06	4.030
194	1358	2230.0	3.919	15.58	4.624	0.865	35.35	4.014
206	1442	2225.0	3.908	15.74	4.646	0.929	47.28	4.010
4 años	1460	2235.0	3.930	15.80	4.655	0.961	54.78	4.009
218	1526	2233.3	3.926	15.83	4.660	0.972	58.16	4.016
230	1610	2241.7	3.944	15.87	4.666	0.987	62.72	4.022
DESCARGA	1654	2255.0	3.974	15.92	4.672	1.016	72.29	4.023

Tabla A3. Flujo plástico de concretos con consumo de cemento de 491 kg/m³

Semanas	Días de carga t	Flujo plástico real $\varepsilon_c \times 10^{-6}$	Coeficiente de Flujo plástico experimental	Coeficiente de Flujo plástico (Neville)		Coeficiente de Flujo plástico (Fuentes)		
				$C_T = \frac{t^{0.6}}{b+t^{0.6}} C_U$		$C_T = \frac{t^a}{b+t^a} C_U$		
			C	b	C_U	a	b	C_U
0	0	$\varepsilon_0 = 485.0$	0	0	0	0	0	0
1	7	860.0	0.773	17.83	5.008	0.443	10.93	4.135
2	14	1010.0	1.082	15.79	4.504	0.539	12.31	4.098
3	21	1080.0	1.226	12.22	3.655	0.552	11.79	3.888
4	28	1176.7	1.426	13.27	3.900	0.569	12.17	3.892
5	35	1225.0	1.525	13.32	3.911	0.576	12.22	3.862
6	42	1261.7	1.601	13.07	3.856	0.580	12.16	3.827
7	49	1295.0	1.670	12.52	3.733	0.579	11.96	3.780
8	56	1346.7	1.776	12.59	3.747	0.582	12.01	3.775
9	63	1391.7	1.869	12.85	3.804	0.587	12.15	3.779
10	70	1421.7	1.931	13.04	3.845	0.591	12.26	3.780
11	77	1450.0	1.989	13.28	3.893	0.596	12.41	3.780
12	84	1468.3	2.027	13.40	3.919	0.598	12.50	3.780
13	91	1513.3	2.120	13.65	3.970	0.603	12.67	3.786
14	98	1533.3	2.161	13.89	4.017	0.607	12.83	3.791
15	105	1558.3	2.213	14.10	4.060	0.612	13.01	3.793
16	112	1585.0	2.268	14.33	4.103	0.616	13.19	3.798
17	119	1600.0	2.298	14.49	4.135	0.619	13.34	3.801
18	126	1615.0	2.329	14.59	4.156	0.622	13.44	3.801
19	133	1626.7	2.353	14.60	4.156	0.624	13.50	3.799
20	140	1660.0	2.422	14.78	4.190	0.628	13.68	3.803
21	147	1645.0	2.391	14.75	4.184	0.628	13.69	3.800
22	154	1651.7	2.405	14.70	4.174	0.629	13.68	3.796
23	161	1688.3	2.481	14.74	4.181	0.630	13.74	3.797
24	168	1678.3	2.460	14.69	4.172	0.631	13.74	3.794
25	175	1680.0	2.463	14.60	4.157	0.631	13.71	3.788
26	182	1708.3	2.522	14.59	4.154	0.631	13.74	3.787
27	189	1713.3	2.532	14.55	4.148	0.632	13.75	3.785
28	196	1733.3	2.573	14.56	4.149	0.633	13.79	3.784
29	203	1746.7	2.601	14.57	4.152	0.634	13.85	3.785
30	210	1755.0	2.618	14.58	4.154	0.635	13.91	3.785
34	238	1820.0	2.752	14.71	4.175	0.638	14.08	3.791
38	266	1836.7	2.786	14.78	4.186	0.641	14.23	3.795
42	294	1860.0	2.835	14.82	4.194	0.643	14.39	3.798
46	322	1875.0	2.865	14.82	4.194	0.646	14.51	3.799
50	350	1896.7	2.910	14.83	4.194	0.648	14.65	3.800
1 año	365	1938.3	2.996	14.95	4.215	0.652	14.93	3.808

Tabla A3. Flujo plástico de concretos con consumo de cemento de 491 kg/m³ (Continuación)

Semanas	Días de carga <i>t</i>	Flujo plástico real $\varepsilon_c \times 10^{-6}$	Coeficiente de Flujo plástico experimental	Coeficiente de Flujo plástico (Neville)		Coeficiente de Flujo plástico (Fuentes)		
				$C_T = \frac{t^{0.6}}{b+t^{0.6}} C_U$		$C_T = \frac{t^a}{b+t^a} C_U$		
			<i>C</i>	<i>b</i>	<i>C_U</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>C_U</i>
62	434	1970.0	3.061	15.03	4.226	0.657	15.22	3.813
74	518	2001.7	3.127	15.04	4.228	0.661	15.52	3.817
86	602	2000.0	3.123	14.85	4.200	0.664	15.59	3.809
98	686	2018.3	3.161	14.65	4.169	0.666	15.64	3.800
2 años	730	2046.7	3.219	14.56	4.156	0.669	15.85	3.798
110	770	2080.0	3.288	14.60	4.161	0.675	16.23	3.800
122	854	2091.7	3.312	14.59	4.160	0.680	16.58	3.801
134	938	2100.0	3.329	14.54	4.153	0.685	16.88	3.799
146	1022	2123.3	3.378	14.53	4.151	0.691	17.29	3.798
3 años	1095	2171.7	3.477	14.65	4.169	0.702	18.14	3.802
158	1106	2176.7	3.487	14.76	4.184	0.713	18.99	3.804
170	1190	2205.0	3.546	14.90	4.204	0.727	20.17	3.804
182	1274	2218.3	3.573	15.03	4.221	0.743	21.54	3.804
194	1358	2226.7	3.573	15.13	4.235	0.759	23.06	3.803
206	1442	2271.7	3.683	15.42	4.275	0.827	30.55	3.776
4 años	1460	2273.3	3.687	15.55	4.293	0.866	36.08	3.764
218	1526	2251.7	3.642	15.60	4.299	0.866	36.51	3.777
230	1610	2278.3	3.697	15.68	4.310	0.870	37.64	3.792
242	1694	2296.7	3.735	15.78	4.323	0.878	39.39	3.806
254	1778	2316.7	3.776	15.90	4.338	0.891	42.30	3.818
5 años	1826	2336.7	3.817	16.03	4.356	0.921	48.85	3.822
266	1862	2331.7	3.807	16.23	4.380	0.959	59.44	3.834
278	1946	2353.3	3.852	16.34	4.394	0.983	67.31	3.841

Tabla A4. Flujo plástico de concretos con consumo de cemento de 454 kg/m³

Semanas	Días de carga <i>t</i>	Flujo plástico real $\epsilon_c \times 10^{-6}$	Coeficiente de Flujo plástico experimental	Coeficiente de Flujo plástico (Neville)		Coeficiente de Flujo plástico (Fuentes)		
				$C_T = \frac{t^{0.6}}{b+t^{0.6}} C_U$		$C_T = \frac{t^a}{b+t^a} C_U$		
			<i>C</i>	<i>b</i>	<i>C_u</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>C_u</i>
0	0	$\epsilon_{c0}=518.3$	0	0	0	0	0	0
1	7	875.0	0.688	0	0	0.667	13.38	3.075
2	14	995.0	0.919	11.20	3.046	0.649	12.07	2.955
3	21	1093.3	1.109	12.51	3.310	0.645	12.18	2.990
4	28	1133.3	1.186	10.47	2.902	0.620	11.29	2.937
5	35	1210.0	1.334	10.92	2.991	0.619	11.45	2.974
6	42	1241.7	1.395	11.09	3.024	0.616	11.50	2.994
7	49	1271.7	1.453	11.16	3.038	0.614	11.51	3.006
8	56	1301.7	1.511	10.97	3.002	0.609	11.37	3.008
9	63	1323.3	1.553	10.84	2.978	0.606	11.28	3.008
10	70	1363.3	1.630	10.98	3.003	0.606	11.35	3.018
11	77	1385.0	1.672	11.12	3.027	0.607	11.43	3.027
12	84	1420.0	1.739	11.35	3.069	0.609	11.57	3.040
13	91	1436.7	1.771	11.45	3.084	0.610	11.63	3.045
14	98	1443.3	1.784	11.51	3.095	0.611	11.68	3.048
15	105	1466.7	1.829	11.56	3.103	0.611	11.71	3.050
16	112	1475.0	1.845	11.60	3.110	0.612	11.74	3.053
17	119	1498.3	1.890	11.73	3.131	0.614	11.85	3.058
18	126	1511.7	1.916	11.81	3.145	0.616	11.93	3.061
19	133	1520.0	1.932	11.87	3.154	0.617	11.98	3.063
20	140	1538.3	1.967	11.91	3.160	0.617	12.02	3.065
21	147	1535.0	1.961	11.88	3.156	0.617	11.99	3.063
22	154	1550.0	1.990	11.82	3.146	0.617	11.98	3.062
23	161	1570.0	2.028	11.84	3.150	0.617	12.01	3.063
24	168	1575.0	2.038	11.85	3.151	0.618	12.02	3.063
25	175	1591.7	2.070	11.88	3.156	0.618	12.05	3.065
26	182	1598.3	2.083	11.91	3.159	0.619	12.08	3.066
27	189	1611.7	2.109	11.95	3.165	0.620	12.13	3.068
28	196	1626.7	2.138	12.01	3.175	0.621	12.20	3.070
29	203	1630.0	2.144	12.05	3.181	0.622	12.25	3.072
30	210	1650.0	2.183	12.21	3.203	0.625	12.43	3.078
34	238	1690.0	2.260	12.33	3.221	0.627	12.59	3.083
38	266	1706.7	2.292	12.43	3.234	0.630	12.72	3.088
42	294	1725.0	2.327	12.51	3.245	0.632	12.85	3.091
46	322	1743.3	2.363	12.58	3.255	0.634	12.99	3.095
50	350	1786.7	2.446	12.77	3.279	0.638	13.28	3.103
1 año	365	1825.0	2.520	13.05	3.317	0.645	13.72	3.114

Mezcla A8

Fecha de colado: 25 de mayo de 1995

Rev: 10.8 cm

Tabla A4. Flujo plástico de concretos con consumo de cemento de 454 kg/m³ (Continuación)

Semanas	Días de carga <i>t</i>	Flujo plástico real $\varepsilon_c \times 10^{-6}$	Coeficiente de Flujo plástico experimental	Coeficiente de Flujo plástico (Neville)		Coeficiente de Flujo plástico (Fuentes)		
				$C_T = \frac{t^{0.6}}{b+t^{0.6}} C_U$		$C_T = \frac{t^a}{b+t^a} C_U$		
			<i>C</i>	<i>b</i>	<i>C_U</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>C_U</i>
62	434	1826.7	2.524	13.18	3.334	0.649	14.02	3.121
74	518	1845.0	2.559	13.22	3.339	0.653	14.25	3.123
86	602	1863.3	2.594	13.21	3.337	0.656	14.43	3.122
98	686	1891.7	2.649	13.22	3.339	0.661	14.71	3.124
2 años	730	1910.0	2.684	13.28	3.346	0.666	15.05	3.126
110	770	1916.7	2.697	13.31	3.350	0.671	15.37	3.127
122	854	1941.7	2.745	13.37	3.358	0.677	15.80	3.129
134	938	1958.3	2.778	13.43	3.365	0.684	16.29	3.130
146	1022	1970.0	2.800	13.48	3.370	0.691	16.79	3.131
3 años	1095	2011.7	2.881	13.65	3.390	0.704	17.79	3.134
158	1106	2038.3	2.932	13.87	3.416	0.722	19.24	3.135
DESCARGA	1107	2050.0	2.954	14.08	3.440	0.742	20.94	3.135

Tabla A5. Flujo plástico de concretos con consumo de cemento de 364 kg/m³

Semanas	Días de carga <i>t</i>	Flujo plástico real $\epsilon_c \times 10^{-6}$	Coeficiente de Flujo plástico experimental	Coeficiente de Flujo plástico (Neville)		Coeficiente de Flujo plástico (Fuentes)		
				$C_T = \frac{t^{0.6}}{b+t^{0.6}} C_U$		$C_T = \frac{t^a}{b+t^a} C_U$		
			<i>C</i>	<i>b</i>	<i>C_U</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>C_U</i>
0	0	$\epsilon_0=420.0$	0	0	0	0	0	0
1	7	635.0	0.511	-7.32	-0.690	0.771	57.64	7.038
2	14	751.7	0.789	-20.70	-2.730	0.799	33.95	4.159
3	21	840.0	1.000	-55.90	-8.230	0.733	29.01	3.761
4	28	913.3	1.174	-190.00	-29.300	0.763	28.12	3.721
5	35	981.7	1.337	-419.00	-65.400	0.765	28.66	3.764
6	42	1031.7	1.456	995.20	157.50	0.766	28.80	3.776
7	49	1070.0	1.547	182.30	29.420	0.764	28.60	3.766
8	56	1103.3	1.626	132.30	21.550	0.764	28.63	3.769
9	63	1123.3	1.674	100.80	16.590	0.763	28.48	3.761
10	70	1160.0	1.761	83.27	13.850	0.762	28.38	3.757
11	77	1195.0	1.845	68.35	11.510	0.761	28.24	3.753
12	84	1221.7	1.908	61.96	10.520	0.760	28.14	3.750
13	91	1228.3	1.924	56.08	9.612	0.758	27.91	3.742
14	98	1241.7	1.956	50.63	8.769	0.755	27.54	3.727
15	105	1268.3	2.019	47.22	8.245	0.753	27.38	3.724
16	112	1285.0	2.059	43.74	7.712	0.752	27.27	3.724
17	119	1296.7	2.087	41.71	7.403	0.750	27.14	3.722
18	126	1325.0	2.154	40.26	7.182	0.750	27.12	3.724
19	133	1346.7	2.206	38.82	6.966	0.749	27.06	3.724
20	140	1351.7	2.218	37.44	6.758	0.748	26.95	3.723
21	147	1358.3	2.234	36.70	6.648	0.747	26.87	3.721
22	154	1380.0	2.285	36.10	6.558	0.747	26.85	3.721
23	161	1390.0	2.309	35.45	6.463	0.746	26.82	3.722
24	168	1406.7	2.349	34.89	6.380	0.746	26.83	3.723
25	175	1418.3	2.376	34.34	6.299	0.746	23.83	3.725
26	182	1435.0	2.416	33.88	6.231	0.746	26.88	3.728
27	189	1443.3	2.436	33.40	6.161	0.746	26.91	3.730
28	196	1450.0	2.452	32.89	6.088	0.746	26.92	3.732
29	203	1473.3	2.507	32.13	5.978	0.746	27.04	3.738
30	210	1480.0	2.523	31.83	5.935	0.747	27.11	3.741
34	238	1516.7	2.611	31.43	5.878	0.748	27.23	3.746
38	266	1541.7	2.670	30.88	5.800	0.748	27.33	3.751
42	294	1573.3	2.746	30.33	5.723	0.749	27.50	3.757
46	322	1605.3	2.829	29.87	5.659	0.751	27.80	3.767
50	350	1625.0	2.869	29.33	5.585	0.752	27.80	3.767
1 año	365	1633.3	2.888	28.83	5.516	0.754	28.28	3.782

Tabla A5. Flujo plástico de concretos con consumo de cemento de 364 kg/m³ (Continuación)

Semanas	Días de carga <i>t</i>	Flujo plástico real $\varepsilon_c \times 10^{-6}$	Coeficiente de Flujo plástico experimental	Coeficiente de Flujo plástico (Neville)		Coeficiente de Flujo plástico (Fuentes)		
				$C_T = \frac{t^{0.6}}{b+t^{0.6}} C_U$		$C_T = \frac{t^a}{b+t^a} C_U$		
			<i>C</i>	<i>b</i>	<i>C_u</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>C_u</i>
62	434	1688.3	3.019	28.32	5.447	0.756	28.74	3.794
74	518	1713.3	3.079	27.50	5.338	0.758	29.07	3.801
86	602	1703.3	3.055	26.22	5.168	0.758	28.81	3.789
98	686	1703.3	3.055	24.83	4.985	0.755	28.22	3.767
2 años	730	1711.7	3.075	23.75	4.843	0.753	27.72	3.752
110	770	1770.0	3.214	23.30	4.784	0.754	28.01	3.760
122	854	1796.7	3.277	22.93	4.736	0.757	28.44	3.769
134	938	1780.0	3.238	22.36	4.663	0.756	28.37	3.767
146	1022	1798.3	3.281	21.90	4.605	0.757	28.41	3.767
3 años	1095	1838.3	3.376	21.68	4.577	0.760	28.94	3.776
158	1106	1861.7	3.432	21.63	4.570	0.766	29.76	3.786
170	1190	1898.3	3.519	21.68	4.577	0.775	31.09	3.797
182	1274	1913.3	3.555	21.74	4.584	0.785	32.60	3.807
194	1358	1956.7	3.658	21.92	4.606	0.804	35.39	3.813
206	1442	1948.3	3.638	22.03	4.620	0.804	39.95	3.824
4 años	1460	1961.7	3.670	22.12	4.631	0.845	42.57	3.828
218	1526	1941.7	3.623	22.09	4.627	0.846	43.19	3.840
230	1610	1940.0	3.619	22.03	4.619	0.847	43.59	3.849
242	1694	1956.7	3.658	21.99	4.615	0.849	44.31	3.859
254	1778	1991.7	3.742	22.05	4.622	0.856	46.13	3.871
5 años	1826	1991.7	3.742	22.11	4.629	0.869	46.39	3.888
266	1862	2005.0	3.773	22.16	4.635	0.877	51.51	3.894

Tabla A6. Flujo plástico de concretos con consumo de cemento de 317 kg/m³

Semanas	Días de carga <i>t</i>	Flujo plástico real $\epsilon_c \times 10^{-6}$	Coeficiente de Flujo plástico experimental	Coeficiente de Flujo plástico (Neville)		Coeficiente de Flujo plástico (Fuentes)		
				$C_T = \frac{t^{0.6}}{b+t^{0.6}} C_U$		a	b	C_U
0	0	$\epsilon_{0.7} = 443.3$	0	0	0	0	0	0
1	7	705.0	0.509	-42.85	-7.207	0.507	16.09	3.938
2	14	825.0	0.860	256.33	46.619	0.592	19.27	4.180
3	21	916.7	1.067	51.97	9.880	0.621	19.02	3.971
5	35	1053.3	1.375	51.09	9.725	0.653	20.17	3.969
6	42	1113.3	1.511	49.38	9.423	0.677	20.66	3.897
7	49	1153.3	1.601	49.48	9.443	0.688	20.96	3.870
8	56	1186.7	1.676	44.63	8.596	0.692	20.85	3.827
9	63	1223.3	1.759	41.57	8.067	0.696	20.85	3.801
10	70	1278.3	1.883	39.57	7.721	0.704	21.12	3.786
11	77	1288.3	1.906	37.76	7.412	0.706	21.14	3.771
12	84	1315.0	1.966	36.15	7.139	0.708	21.16	3.758
13	91	1330.0	2.000	34.44	6.851	0.710	21.12	3.744
14	98	1368.3	2.086	33.23	6.649	0.712	21.17	3.736
15	105	1396.7	2.150	32.24	6.485	0.714	21.26	3.731
16	112	1405.0	2.169	31.33	6.334	0.718	21.47	3.728
17	119	1418.3	2.199	30.43	6.188	0.719	21.47	3.720
18	126	1448.3	2.266	29.87	6.097	0.721	21.59	3.719
19	133	1478.3	2.334	29.75	6.078	0.723	21.75	3.722
20	140	1486.7	2.353	29.28	6.002	0.726	21.93	3.722
21	147	1508.3	2.402	29.11	5.976	0.727	22.08	3.724
22	154	1516.7	2.421	28.86	5.935	0.729	22.19	3.725
23	161	1508.3	2.402	28.33	5.853	0.729	22.16	3.720
24	168	1550.0	2.496	28.15	5.825	0.731	22.34	3.723
25	175	1558.3	2.515	27.92	5.788	0.733	22.49	3.725
26	182	1571.7	2.545	27.69	5.753	0.735	22.65	3.726
27	189	1601.7	2.612	27.64	5.746	0.738	22.94	3.732
28	196	1600.0	2.609	27.45	5.717	0.740	23.14	3.735
29	203	1623.3	2.661	27.38	5.706	0.743	23.43	3.740
30	210	1620.0	2.654	27.17	5.674	0.745	23.62	3.741
34	238	1661.7	2.748	26.91	5.635	0.748	23.91	3.745
38	266	1685.0	2.800	26.49	5.573	0.751	24.18	3.746
42	294	1716.7	2.872	26.06	5.510	0.755	24.55	3.750
46	322	1758.3	2.966	25.78	5.468	0.760	24.14	3.758
50	350	1793.3	3.045	25.58	5.439	0.767	25.94	3.768
1 año	365	1830.0	3.127	25.60	5.442	0.776	27.05	3.781

Mezcla A10

Fecha de colado: 6 de junio de 1995

Rev: 7.4 cm

Tabla A6. Flujo plástico de concretos con consumo de cemento de 317 kg/m³ (Continuación)

Semanas	Días de carga <i>t</i>	Flujo plástico real $\epsilon_C \times 10^{-6}$	Coeficiente de Flujo plástico experimental	Coeficiente de Flujo plástico (Neville)		Coeficiente de Flujo plástico (Fuentes)		
				$C_T = \frac{t^{0.6}}{b+t^{0.6}} C_U$	C_U	<i>a</i>	<i>b</i>	C_U
62	434	1850.0	3.172	25.25	5.393	0.784	28.10	3.789
74	518	1866.7	3.210	24.52	5.290	0.792	28.96	3.789
86	602	1886.7	3.255	23.66	5.170	0.800	29.77	3.784
98	686	1906.7	3.300	22.81	5.054	0.808	30.63	3.776
2 años	730	1920.0	3.330	22.17	4.966	0.816	31.59	3.770
110	770	1946.7	3.390	21.78	4.913	0.828	33.11	3.768
122	854	1961.7	3.424	21.38	4.859	0.840	34.80	3.764
134	938	1970.0	3.443	20.96	4.803	0.852	36.48	3.758
146	1022	1998.3	3.507	20.68	4.766	0.870	39.35	3.753
3 años	1095	2016.7	3.548	20.47	4.738	0.894	43.52	3.747
158	1106	2033.3	3.586	20.37	4.726	0.930	50.41	3.734
170	1190	2041.7	3.605	20.26	4.711	0.978	61.77	3.716
182	1274	1993.3	3.496	19.87	4.661	0.983	62.72	3.709
194	1358	2013.3	3.541	19.58	4.623	0.994	65.64	3.704
206	1442	2030.0	3.578	19.22	4.577	1.045	82.20	3.693
4 años	1460	2061.7	3.650	19.17	4.571	1.077	95.80	3.692
218	1526	2030.0	3.578	18.99	4.549	1.037	80.87	3.712
230	1610	2058.3	3.642	18.89	4.537	1.035	80.93	3.723
242	1694	2083.3	3.699	18.86	4.533	1.040	83.91	3.735
254	1778	2110.0	3.759	18.88	4.536	1.068	96.63	3.743
5 años	1826	2103.3	3.744	18.86	4.533	1.095	112.7	3.760
266	1862	2106.7	3.751	18.85	4.532	1.111	122.8	3.765

Tabla A7. Flujo plástico de concretos con consumo de cemento de 332.5 kg/m³

Semanas	Días de carga <i>t</i>	Flujo plástico real $\epsilon_p \times 10^{-6}$	Coeficiente de Flujo plástico experimental	Coeficiente de Flujo plástico (Neville)		Coeficiente de Flujo plástico (Fuentes)		
				$C_r = \frac{f^{0.6}}{b + f^{0.6}} C_u$	C_u	<i>a</i>	<i>b</i>	C_u
0	0	623.33	0	0	0	0	0	0
1	7	833.33	0.336	57.36	6.551	1.153	8.585	0.670
2	14	925.00	0.483	16.60	2.121	1.153	8.677	0.672
3	21	996.66	0.598	18.34	2.303	1.153	10.57	0.742
4	28	996.66	0.598	13.60	1.806	1.153	11.27	0.767
5	35	1090.0	0.748	16.37	2.091	1.153	14.16	0.854
6	42	1116.7	0.791	17.33	2.188	1.178	16.33	0.888
7	49	1086.7	0.743	15.45	2.001	1.167	16.21	0.895
8	56	1106.7	0.775	13.52	1.811	1.147	15.57	0.898
9	63	1156.7	0.855	13.19	1.779	1.125	16.13	0.930
10	70	1168.3	0.874	13.28	1.788	1.120	17.38	0.962
11	77	1198.3	0.922	13.59	1.817	1.096	18.61	1.013
12	84	1221.7	0.959	14.06	1.860	1.086	19.72	1.047
13	91	1251.7	1.008	14.47	1.898	1.076	20.77	1.080
15	105	1255.0	1.013	14.53	1.903	1.053	20.64	1.107
16	112	1291.7	1.072	15.08	1.952	1.033	21.79	1.157
17	119	1286.7	1.064	15.29	1.971	1.015	22.18	1.192
18	126	1303.3	1.090	15.64	2.001	0.978	21.96	1.247
19	133	1323.3	1.122	15.81	2.016	0.963	22.02	1.274
20	140	1321.7	1.120	16.13	2.043	0.948	22.22	1.306
21	147	1335.0	1.141	16.23	2.052	0.932	22.04	1.332
22	154	1340.0	1.149	16.28	2.056	0.919	21.96	1.354
23	161	1361.7	1.160	16.40	2.067	0.912	22.20	1.374
24	168	1388.3	1.227	16.75	2.095	0.894	22.33	1.415
25	175	1406.7	1.256	17.14	2.127	0.885	22.69	1.446
26	182	1413.3	1.267	17.34	2.143	0.882	23.00	1.460
27	189	1413.3	1.267	17.48	2.155	0.880	23.24	1.473
28	196	1418.3	1.275	17.61	2.165	0.877	23.46	1.485
29	203	1438.3	1.307	17.80	2.180	0.874	23.77	1.501
30	210	1448.3	1.323	18.23	2.214	0.866	24.35	1.535
32	224	1468.3	1.355	18.45	2.231	0.863	24.71	1.552
34	238	1483.3	1.379	18.68	2.249	0.860	25.10	1.572
36	252	1503.7	1.417	18.98	2.271	0.856	25.60	1.595
38	266	1515.0	1.430	19.25	2.291	0.851	26.06	1.619
40	280	1530.0	1.454	19.76	2.330	0.842	26.82	1.667
45	315	1578.3	1.532	20.17	2.360	0.837	27.52	1.699
50	350	1605.0	1.574	20.62	2.393	0.831	28.30	1.737
1 año	365	1608.3	1.580	21.37	2.447	0.818	29.27	1.806

Tabla A7. Flujo plástico de concretos con consumo de cemento de 332.5 kg/m³ (Continuación)

Semanas	Días de carga <i>t</i>	Flujo plástico real $\varepsilon_c \times 10^{-6}$	Coeficiente de Flujo plástico experimental	Coeficiente de Flujo plástico (Neville) $C_T = \frac{t^{0.6}}{b + t^{0.6}} C_U$		Coeficiente de Flujo plástico (Fuentes) $C_T = \frac{t^a}{b + t^a} C_U$		
				<i>c</i>	<i>b</i>	<i>c_u</i>	<i>a</i>	<i>b</i>
62	434	1630	1.614	21.59	2.463	0.811	29.62	1.84
74	518	1663.33	1.668	21.79	2.477	0.786	28.83	1.91
86	602	1720.0	1.759	22.21	2.506	0.768	28.88	1.98
98	686	1765	1.831	22.75	2.543	0.758	29.67	2.04
2AÑOS	732	1766.66	1.834	23.32	2.58	0.738	29.86	2.14
110	770	1771.66	1.842	23.51	2.59	0.731	29.87	2.17
122	854	1786.66	1.866	23.63	2.60	0.728	30.11	2.20
134	938	1831.66	1.938	23.94	2.62	0.718	30.11	2.24
146	1022	1861.66	1.986	24.30	2.65	0.708	30.13	2.29

Tabla A8. Flujo plástico de concretos con consumo de cemento de 400 kg/m³

Semanas	Días de carga t	Flujo plástico real $\varepsilon_c \times 10^{-6}$	Coeficiente de Flujo plástico experimental	Coeficiente de Flujo plástico (Neville)		Coeficiente de Flujo plástico (Fuentes)		
				$C_T = \frac{t^{0.6}}{b+t^{0.6}} C_U$		$C_T = \frac{t^a}{b+t^a} C_U$		
			C	b	C_U	a	b	C_U
0	0	$\varepsilon_c = 680.0$	0	0	0	0	0	0
1	7	921.67	0.355	10.55	1.378	0.575	4.170	0.738
2	14	998.33	0.468	11.17	1.451	0.727	5.143	0.745
3	21	1038.3	0.526	15.40	1.887	0.890	6.687	0.749
4	28	1093.3	0.607	13.40	1.689	0.974	7.676	0.744
5	35	1091.7	0.605	11.57	1.512	1.052	8.668	0.734
6	42	1121.7	0.649	10.35	1.395	1.035	8.834	0.752
7	49	1128.3	0.659	9.087	1.276	1.002	8.509	0.761
8	56	1151.7	0.693	8.989	1.267	0.989	8.994	0.788
9	63	1165.0	0.713	8.736	1.245	0.959	9.240	0.819
10	70	1181.7	0.737	8.758	1.247	0.943	9.459	0.840
11	77	1196.7	0.759	9.075	1.274	0.916	9.805	0.875
12	84	1220.0	0.794	9.120	1.278	0.890	9.846	0.902
14	98	1233.3	0.813	9.162	1.281	0.875	9.960	0.921
15	105	1228.3	0.806	9.166	1.282	0.850	10.03	0.949
16	112	1258.3	0.850	9.251	1.288	0.829	10.13	0.977
17	119	1240.0	0.823	9.129	1.279	0.792	9.745	1.006
18	126	1283.3	0.887	9.350	1.296	0.768	9.917	1.044
19	133	1266.7	0.862	9.407	1.300	0.754	9.932	1.064
20	140	1300.0	0.911	9.610	1.316	0.745	10.12	1.087
21	147	1323.3	0.946	9.908	1.338	0.735	10.38	1.114
22	154	1316.7	0.936	10.16	1.357	0.728	10.64	1.137
23	161	1325.0	0.948	10.39	1.373	0.721	10.84	1.160
24	168	1321.7	0.943	10.46	1.379	0.709	10.84	1.179
25	175	1331.7	0.958	10.58	1.387	0.703	10.94	1.195
26	182	1350.0	0.985	10.70	1.395	0.701	11.07	1.205
27	189	1350.0	0.985	10.79	1.402	0.699	11.17	1.214
28	196	1355.0	0.992	10.88	1.408	0.696	11.26	1.224
29	203	1381.7	1.031	11.07	1.421	0.694	11.45	1.238
30	210	1401.7	1.061	11.45	1.446	0.686	11.77	1.270
32	224	1426.7	1.098	11.75	1.466	0.684	12.08	1.289
34	238	1435.0	1.110	12.06	1.486	0.682	12.38	1.309
36	252	1443.3	1.122	12.37	1.506	0.679	12.69	1.329
38	266	1458.3	1.144	12.70	1.527	0.676	13.02	1.352
40	280	1483.3	1.181	13.47	1.576	0.670	13.76	1.401
45	315	1495.0	1.198	13.85	1.599	0.667	14.12	1.427
50	350	1521.7	1.237	14.30	1.626	0.658	14.45	1.466
1 año	365	1535.0	1.257	15.08	1.674	0.649	15.11	1.527

Tabla A8. Flujo plástico de concretos con consumo de cemento de 400 kg/m³

Semanas	Días de carga <i>t</i>	Flujo plástico real $\epsilon_c \times 10^{-6}$	Coeficiente de Flujo plástico experimental	Coeficiente de Flujo plástico (Neville)		Coeficiente de Flujo plástico (Fuentes)		
				$C_T = \frac{t^{0.6}}{b+t^{0.6}} C_U$		$C_T = \frac{t^a}{b+t^a} C_U$		
			<i>C</i>	<i>b</i>	<i>C_U</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>C_U</i>
62	434	1528.33	1.247	15.32	1.687	0.624	14.87	1.591
74	518	1593.33	1.343	15.87	1.719	0.603	15.05	1.670
86	602	1618.33	1.379	16.45	1.752	0.603	15.05	1.670
98	686	1676.66	1.465	17.31	1.801	0.574	15.86	1.834
2AÑOS	731	1706.66	1.509	18.92	1.891	0.565	17.08	1.951
112	784	1708.33	1.512	19.48	1.922	0.561	17.48	1.998
122	854	1700.00	1.500	19.82	1.941	0.555	17.64	2.041
134	938	1723.33	1.534	20.20	1.96	0.554	17.92	2.066
146	1022	1730.00	1.544	20.48	1.98	0.554	18.15	2.080

Tabla A9. Flujo plástico de concretos con consumo de cemento de 493 kg/m³

Semanas	Días de carga t	Flujo plástico real $\varepsilon_C \times 10^{-6}$	Coeficiente de Flujo plástico experimental	Coeficiente de Flujo plástico (Neville)		Coeficiente de Flujo plástico (Fuentes)		
				$C_T = \frac{t^{0.6}}{b+t^{0.6}} C_U$		a	b	C_U
0	0	$\varepsilon_{c0} = 835.0$	0	0	0	0	0	0
1	7	1180.0	0.413	8.474	1.332	0.694	5.242	0.854
2	14	1311.7	0.570	75.10	9.514	0.992	7.929	0.874
3	21	1380.0	0.652	20.84	2.908	1.072	8.648	0.851
4	28	1435.0	0.718	16.78	2.422	1.187	10.46	0.845
5	35	1475.0	0.766	13.79	2.071	1.173	10.97	0.871
6	42	1506.7	0.804	12.55	1.929	1.156	11.69	0.907
7	49	1543.3	0.848	11.62	1.824	1.113	11.78	0.944
8	56	1590.0	0.904	11.66	1.824	1.076	12.39	0.995
9	63	1603.3	0.920	11.48	1.808	1.039	12.79	1.044
10	70	1628.3	0.950	11.59	1.820	1.021	13.25	1.079
11	77	1675.0	1.005	11.72	1.833	1.005	13.76	1.113
13	91	1691.7	1.025	11.76	1.838	0.965	13.72	1.161
14	98	1670.0	1.000	11.32	1.794	0.923	13.05	1.194
15	105	1711.7	1.049	11.23	1.785	0.906	13.14	1.221
16	112	1735.0	1.077	11.30	1.792	0.892	13.38	1.251
17	119	1745.0	1.089	11.24	1.786	0.865	13.13	1.283
18	126	1765.0	1.113	11.30	1.792	0.839	13.00	1.320
19	133	1790.0	1.143	11.51	1.812	0.831	13.33	1.348
20	140	1818.3	1.177	11.85	1.842	0.814	13.67	1.396
21	147	1843.3	1.207	12.14	1.869	0.804	13.97	1.428
22	154	1851.7	1.217	12.43	1.895	0.798	14.33	1.456
23	161	1851.7	1.217	12.61	1.911	0.785	14.38	1.488
24	168	1870.0	1.239	12.78	1.926	0.777	14.53	1.513
25	175	1896.7	1.271	13.02	1.947	0.769	14.75	1.542
26	182	1911.7	1.289	13.17	1.960	0.766	14.93	1.557
27	189	1925.0	1.305	13.34	1.974	0.763	15.13	1.572
28	196	1935.0	1.317	13.50	1.988	0.760	15.32	1.589
29	203	1960.0	1.347	13.71	2.005	0.755	15.52	1.611
30	210	1973.3	1.363	14.14	2.041	0.749	16.00	1.648
32	224	1976.7	1.367	14.30	2.053	0.746	16.18	1.665
34	238	2001.7	1.397	14.49	2.069	0.742	16.41	1.686
36	252	2031.7	1.433	14.75	2.090	0.739	16.71	1.710
38	266	2040.0	1.443	14.98	2.108	0.735	16.97	1.734
40	280	2076.7	1.487	15.53	2.151	0.725	17.52	1.790
45	315	2111.7	1.528	15.86	2.176	0.716	17.76	1.828
50	350	2133.3	1.554	16.16	2.199	0.711	18.10	1.863
1 año	365	2138.3	1.560	16.42	2.218	0.705	18.35	1.894

Tabla A9. Flujo plástico de concretos con consumo de cemento de 493 kg/m³ (Continuación)

Semanas	Días de carga <i>t</i>	Flujo plástico real $\epsilon_C \times 10^{-6}$	Coeficiente de Flujo plástico experimental	Coeficiente de Flujo plástico (Neville)		Coeficiente de Flujo plástico (Fuentes)		
				$C_T = \frac{t^{0.6}}{b+t^{0.6}} C_U$		$C_T = \frac{t^a}{b+t^a} C_U$		
			<i>C</i>	<i>b</i>	<i>C_U</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>C_U</i>
62	434	2140.00	1.562	16.47	2.222	0.686	17.97	1.946
74	518	2206.66	1.642	16.68	2.237	0.674	18.06	1.996
DESCARGA	520	223.33	1.662	16.93	2.256	0.667	18.24	2.035

Tabla A10. Flujo plástico de concretos con consumo de cemento de 400 kg/m³

Semanas	Días de carga <i>t</i>	Flujo plástico real $\varepsilon_c \times 10^{-6}$	Coeficiente de Flujo plástico experimental	Coeficiente de Flujo plástico (Neville)		Coeficiente de Flujo plástico (Fuentes)		
				$C_T = \frac{t^{0.6}}{b+t^{0.6}} C_U$		$C_T = \frac{t^a}{b+t^a} C_U$		
			<i>C</i>	<i>b</i>	<i>C_U</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>C_U</i>
0	0	$\varepsilon_0 = 881.7$	0	0	0	0	0	0
1	7	1403.3	0.591	3.398	1.200	0.744	2.517	0.925
2	14	1541.7	0.748	5.015	1.540	0.989	3.529	0.937
3	21	1605.0	0.820	4.068	1.363	1.037	3.805	0.934
4	28	1706.7	0.935	4.950	1.519	0.724	4.256	1.239
5	35	1735.3	0.988	5.343	1.586	0.592	5.062	1.563
6	42	1796.7	1.037	5.677	1.641	0.546	5.746	1.787
7	49	1818.3	1.062	5.776	1.657	0.529	6.012	1.881
8	56	1875.0	1.126	6.042	1.699	0.548	6.012	1.833
9	63	1930.0	1.189	6.468	1.763	0.604	6.031	1.703
10	70	1963.3	1.226	6.851	1.819	0.637	6.320	1.670
11	77	1993.3	1.260	7.232	1.874	0.668	6.719	1.655
12	84	2118.3	1.402	7.956	1.976	0.649	7.346	1.778
13	91	2190.0	1.483	9.051	2.127	0.675	8.361	1.834
14	98	2215.0	1.512	9.955	2.249	0.694	9.287	1.882
15	105	2226.7	1.525	10.74	2.354	0.708	10.14	1.928
16	112	2273.3	1.578	11.49	2.453	0.713	10.92	1.987
17	119	2306.7	1.616	12.25	2.550	0.718	11.72	2.045
18	126	2325.0	1.637	12.92	2.636	0.724	12.51	2.092
20	140	2346.7	1.661	13.41	2.697	0.723	13.05	2.143
21	147	2370.0	1.688	13.81	2.747	0.720	13.51	2.190
22	154	2360.0	1.676	13.93	2.760	0.719	13.66	2.208
24	168	2385.0	1.705	14.01	2.771	0.718	13.85	2.224
26	182	2388.3	1.708	14.00	2.769	0.717	13.94	2.236
28	196	2416.7	1.741	14.00	2.769	0.709	13.92	2.265
30	210	2451.7	1.780	14.04	2.774	0.699	14.02	2.314
32	224	2460.0	1.790	14.03	2.772	0.697	14.08	2.329
34	238	2471.7	1.803	13.98	2.767	0.693	14.10	2.343
36	252	2475.0	1.807	13.89	2.756	0.690	14.05	2.354
38	266	2495.0	1.829	13.82	2.748	0.686	14.02	2.368
40	280	2505.0	1.841	13.73	2.739	0.682	13.96	2.380
45	315	2515.0	1.852	13.54	2.718	0.676	13.79	2.390
50	350	2531.7	1.871	13.31	2.694	0.666	13.50	2.409
1 año	365	2548.3	1.890	13.14	2.676	0.660	13.32	2.421
62	434	2585.0	1.931	12.93	2.654	0.646	12.98	2.453
74	518	2616.7	1.967	12.68	2.628	0.637	12.68	2.469

Mezcla C20

Fecha de colado: 8 de noviembre de 1999

Rev:1.5 cm

Tabla A11. Flujo plástico de concretos con consumo de cemento de 450 kg/m³

Semanas	Días de carga t	Flujo plástico real $\epsilon_c \times 10^{-6}$	Coeficiente de Flujo plástico experimental		Coeficiente de Flujo plástico (Neville)		Coeficiente de Flujo plástico (Fuentes)		
			C	b	C _u	a	b	C _u	
0	0	$\epsilon_c=1163.3$	0	0	0	0	0	0	
1	7	1611.7	0.385	- 8.36	- 0.61	0.767	9.424	1.122	
2	14	1748.3	0.502	26.42	3.295	0.793	9.107	1.068	
3	21	1835.0	0.577	12.85	1.793	0.775	8.568	1.044	
4	28	1911.7	0.643	12.42	1.748	0.790	8.882	1.051	
5	35	1985.0	0.706	12.51	1.757	0.810	9.338	1.058	
6	42	2050.0	0.762	12.82	1.789	0.836	9.961	1.065	
7	49	2101.7	0.806	13.01	1.809	0.863	10.65	1.069	
8	56	2148.3	0.846	13.20	1.827	0.892	11.51	1.073	
9	63	2178.3	0.872	13.20	1.827	0.918	12.33	1.076	
10	70	2205.0	0.895	13.07	1.815	0.943	13.18	1.077	
11	77	2250.0	0.934	13.16	1.823	0.980	14.67	1.080	
12	84	2296.7	0.974	13.44	1.849	1.013	16.82	1.098	
13	91	2315.0	0.989	13.67	1.871	1.034	18.42	1.111	
14	98	2328.3	1.001	13.82	1.884	1.026	19.08	1.136	
15	105	2375.0	1.041	14.01	1.901	1.034	20.44	1.154	
16	112	2383.3	1.048	14.13	1.911	1.041	21.70	1.169	
17	119	2398.3	1.061	14.17	1.915	1.035	22.19	1.187	
18	126	2425.0	1.084	14.04	1.904	1.029	22.81	1.207	
20	140	2471.7	1.124	14.23	1.902	1.020	23.73	1.235	
22	154	2471.7	1.124	14.18	1.916	1.019	24.08	1.243	
24	168	2470.0	1.123	13.98	1.900	1.015	24.13	1.250	
26	182	2470.0	1.123	13.67	1.875	1.009	23.91	1.254	
28	196	2471.7	1.124	13.29	1.845	1.002	23.50	1.257	
30	210	2535.0	1.179	13.02	1.824	0.982	23.29	1.282	
32	224	2548.3	1.190	12.91	1.816	0.975	23.36	1.294	
34	238	2568.3	1.207	12.84	1.810	0.968	23.45	1.306	
36	252	2575.0	1.213	12.73	1.802	0.960	23.41	1.317	
38	266	2581.7	1.219	12.61	1.793	0.952	23.25	1.328	
40	280	2596.7	1.232	12.51	1.785	0.944	23.10	1.339	
45	315	2603.3	1.237	12.31	1.771	0.933	22.70	1.349	
50	350	2635.0	1.265	12.16	1.760	0.917	22.15	1.364	
1 año	365	2660.0	1.286	12.09	1.755	0.906	21.98	1.379	
62	434	2688.3	1.310	11.98	1.747	0.892	21.72	1.398	
74	518	2726.7	1.343	11.87	1.739	0.876	21.45	1.421	

Mezcla C21

Fecha de colado: 10 de noviembre de 1999

Rev: 1.5 cm

Tabla A.12. Flujo plástico de concretos con consumo de cemento de 500 kg/m³

Semanas	Días de carga <i>t</i>	Flujo plástico real $\epsilon_c \times 10^{-6}$	Coeficiente de Flujo plástico experimental	Coeficiente de Flujo plástico (Neville)		Coeficiente de Flujo plástico (Fuentes)		
				$C_T = \frac{t^{0.6}}{b + t^{0.6}} C_U$		$C_T = \frac{t^a}{b + t^a} C_U$		
			<i>C</i>	<i>b</i>	<i>C_U</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>C_U</i>
0	0	$\epsilon_{c0} = 1120.0$	0	0	0	0	0	0
1	7	1750.0	0.562	11.87	2.665	1.249	3.251	0.712
2	14	1888.3	0.686	4.222	1.273	0.994	3.608	0.850
3	21	1968.3	0.757	3.931	1.220	0.846	3.714	0.950
4	28	2013.3	0.797	3.741	1.189	0.761	3.731	1.017
5	35	2041.7	0.822	3.763	1.192	0.731	3.822	1.054
6	42	2085.0	0.861	3.860	1.207	0.695	3.941	1.103
7	49	2111.7	0.885	3.891	1.211	0.609	4.071	1.217
8	56	2168.3	0.936	4.125	1.244	0.577	4.314	1.297
10	70	2218.3	0.980	4.468	1.288	0.533	4.718	1.432
11	77	2238.3	0.998	4.660	1.312	0.528	4.858	1.464
12	84	2251.7	1.010	4.787	1.328	0.527	4.926	1.476
13	91	2273.3	1.029	4.910	1.342	0.522	5.016	1.501
14	98	2270.0	1.026	4.944	1.346	0.515	5.036	1.518
15	105	2273.3	1.029	4.923	1.344	0.495	5.083	1.570
16	112	2280.0	1.035	4.888	1.340	0.479	5.106	1.611
17	119	2288.3	1.043	4.871	1.338	0.469	5.112	1.636
18	126	2296.7	1.050	4.853	1.336	0.463	5.091	1.649
19	133	2306.7	1.059	4.849	1.646	0.461	5.048	1.646
20	140	2315.0	1.066	4.859	1.337	0.450	5.083	1.679
22	154	2341.7	1.090	4.881	1.339	0.449	5.074	1.682
24	168	2358.3	1.105	4.913	1.342	0.447	5.069	1.686
26	182	2368.3	1.114	4.943	1.345	0.445	5.059	1.691
28	196	2383.3	1.127	4.984	1.349	0.442	5.054	1.698
30	210	2391.7	1.135	5.020	1.352	0.439	5.045	1.705
32	224	2390.0	1.133	5.028	1.353	0.435	5.018	1.712
34	238	2398.3	1.141	5.037	1.354	0.431	4.989	1.718
36	252	2403.3	1.145	5.040	1.354	0.427	4.955	1.723
38	266	2433.3	1.172	5.102	1.359	0.423	4.960	1.735
40	280	2430.0	1.169	5.133	1.362	0.413	4.996	1.772
45	315	2450.0	1.187	5.183	1.366	0.406	5.011	1.798
50	350	2468.3	1.203	5.248	1.371	0.401	5.000	1.810
1 año	365	2473.3	1.208	5.303	1.375	0.397	4.988	1.823

Mezcla C25

Fecha de colado: 19 de enero de 2000

Rev: 0 cm

Tabla B1. Extensión y Contracción por secado de concretos con consumo de cemento de 319 kg/m³

Semanas de secado	Tiempo por semana t	Contracción por secado medida $\varepsilon_T \times 10^{-6}$	Contracción por secado estimada		Err Est del Coef
			a	$\varepsilon_U \times 10^{-6}$	
1	4.575	-12.00	5.56	258.3	1459.5
2	11.575	-23.50	11.38	443.8	362.7
3	18.575	-33.00	16.89	601.4	220.4
4	25.575	-39.50	19.32	666.9	135.0
5	32.575	-42.13	20.00	664.2	88.34
6	39.575	-45.00	19.66	676.0	63.88
7	46.575	-47.38	19.77	678.5	48.47
8	53.575	-47.75	19.15	665.3	39.40
9	60.575	-49.13	18.47	651.5	33.74
10	67.575	-50.00	18.09	644.3	28.45
11	74.575	-50.13	17.63	636.1	25.05
12	81.575	-49.88	17.01	625.6	23.60
13	88.575	-51.50	16.81	622.4	20.65
14	95.575	-53.00	16.62	619.4	18.61
15	102.575	-53.50	16.58	618.9	16.44
16	109.575	-53.25	16.44	616.9	14.71
17	116.57	-54.00	16.39	616.3	13.16
18	123.57	-53.50	16.23	614.3	12.06
19	130.57	-55.13	16.20	613.9	11.12
20	137.57	-57.25	16.56	618.0	11.32
21	144.57	-56.63	16.73	619.9	11.07
22	151.57	-56.50	16.83	620.9	10.6
23	158.57	-56.00	16.81	620.7	10.1
24	165.57	-56.13	16.77	620.34	9.59
25	172.57	-56.88	16.82	620.9	9.12
26	179.57	-56.50	16.78	620.44	8.66
27	186.57	-57.50	16.88	621.37	8.29
28	193.57	-59.13	17.22	624.5	8.69
29	200.57	-59.00	17.48	626.8	8.69
30	207.57	-60.25	17.90	630.45	9.30
34	235.57	-63.50	18.97	639.09	12.18
38	263.57	-63.25	19.92	646.47	12.96
42	291.57	-64.25	21.02	654.66	13.52
46	319.57	-63.150	21.70	659.49	12.86
50	347.57	-63.75	22.27	663.45	12.08
1 año	362.5	-62.75	22.36	664.0	11.06

Mezcla A2

Fecha de colado: 27 de abril de 1995

Rev: 8.0 cm

Día inicial de contracción: 30.424

Tabla B2. Extensión y Contracción por secado de concretos con consumo de cemento de 381 kg/m³

Semanas de secado	Tiempo por semana t	Contracción por secado medida $\epsilon_T \times 10^{-6}$	Contracción por secado estimada		Err Est del Coef
			a	$\epsilon_U \times 10^{-6}$	
1	3.715	-8.25	9.056	284.2	1034
2	10.71	-16.5	10.70	324.5	248.9
3	17.71	-21.25	11.66	346.1	115.3
4	24.71	-23.5	11.64	345.8	64.1
5	31.71	-27.5	12.81	367.4	67.64
6	38.71	-28.13	13.11	372.5	51.03
7	45.71	-29.88	13.43	377.4	42.22
8	52.71	-30.75	13.94	384.7	37.85
9	59.71	-32.00	14.22	388.4	35.18
10	66.71	-31.5	14.24	388.7	30.49
11	73.71	-31.38	13.70	382.3	29.29
12	80.71	-33.50	13.72	382.5	17.75
13	87.71	-32.88	13.73	382.6	23.88
14	94.71	-34.00	14.00	385.3	21.75
15	101.7	-35.00	14.63	391.3	24.74
16	108.7	-34.75	14.79	392.8	22.19
17	115.7	-35.88	15.23	396.5	21.78
18	122.7	-36.13	15.36	397.6	20.32
19	129.7	-37.88	16.09	403.3	23.28
20	136.7	-38.13	16.96	409.8	26.19
21	143.7	-37.75	17.20	411.6	25.53
22	150.7	-38.00	17.46	413.4	24.82
23	157.7	-37.75	17.59	414.3	23.67
24	164.7	-37.38	17.58	414.2	22.42
25	171.7	-39.38	18.05	417.2	22.85
26	178.7	-39.50	18.48	419.8	22.85
27	185.7	-39.75	18.91	422.4	22.71
28	192.7	-41.50	19.73	427.2	24.91
29	199.7	-41.50	20.44	431.4	25.85
30	206.7	-40.50	20.80	433.4	25.01
34	234.7	-42.50	21.75	438.4	25.70
38	262.7	-43.38	22.96	444.5	26.29
42	290.7	-43.88	24.22	450.7	26.18
46	318.7	-43.88	25.24	455.5	25.01
50	346.7	-41.5	24.70	453.0	23.05
1 año	361.7	-41.5	24.22	450.8	21.38

Mezcla A3

Fecha de colado: 2 de mayo de 1995

Rev: 7.4cm

Día inicial de contracción: 31.284

Tabla B3. Extensión y Contracción por secado de concretos con consumo de cemento de 491 kg/m³

Semanas de secado	Tiempo por semana t	Contracción por secado medida $\varepsilon_T \times 10^{-6}$	Contracción por secado estimada		Err Est del Coef
			a	$\varepsilon_U \times 10^{-6}$	
1	5.120	-13.63	3.22	201.0	1068
2	12.12	-23	6.97	332.3	429.5
3	19.12	-28.13	9.19	399.3	242.0
4	26.12	-31.13	9.72	413.7	143.4
5	33.12	-32.63	10.04	422.0	98.5
6	40.12	-35.88	10.82	440.2	77.39
7	47.12	-36.25	11.09	446.0	59.73
8	54.12	-37.63	11.21	448.2	47.34
9	61.12	-38.25	11.30	449.9	38.41
10	68.12	-38.75	11.36	450.8	31.77
11	75.12	-38.00	11.20	448.4	28.13
12	82.12	-39.13	11.28	449.6	24.89
13	89.12	-41.13	11.38	450.9	23.03
14	96.12	-41.48	11.55	453.1	20.86
15	103.1	-40.63	11.50	452.4	18.43
16	110.1	-41.5	11.58	453.4	16.55
17	117.1	-41.38	11.62	453.9	14.83
18	124.1	-43.38	11.98	457.6	15.40
19	131.1	-45.50	12.65	464.3	19.36
20	138.1	-43.5	12.97	467.4	18.44
21	145.1	-43.63	13.09	468.4	17.75
22	152.1	-43.75	13.20	469.4	17.02
23	159.1	-43.88	13.29	470.2	16.28
24	166.1	-44.75	13.52	472.0	15.98
25	173.1	-44.13	13.58	472.5	15.21
26	180.1	-45.75	13.93	475.2	15.53
27	187.1	-47.75	14.61	480.3	14.61
28	194.1	-47.38	15.14	484.3	18.89
29	201.1	-47.13	15.57	487.3	18.91
30	208.1	-47.25	15.96	490.1	15.96
34	236.1	-49.5	16.89	496.2	20.20
38	264.1	-49.5	17.79	501.8	20.38
42	292.1	-49.25	18.49	506.0	19.53
46	320.1	-49.00	18.95	508.6	18.16
50	348.1	-47.75	18.74	507.5	16.63
1 año	363.1	-46.75	18.12	504.1	15.82

Mezcla A4

Fecha de colado: 4 de mayo de 1995

Rev: 6.7 cm

Día inicial de contracción: 29.879

Tabla B4. Extensión y Contracción por secado de concretos con consumo de cemento de 454 kg/m³

Semanas de secado	Tiempo por semana t	Contracción por secado medida $\varepsilon_T \times 10^{-6}$	Contracción por secado estimada		Err Est del Coef
			a	$\varepsilon_U \times 10^{-6}$	
1	5.408	-14.88	2.739	216.5	545.4
2	12.41	-24.13	6.33	352.1	289.1
3	19.40	-30.00	8.81	422.3	188.9
4	26.40	-33.88	10.05	454.6	117.4
5	33.40	-36.63	10.88	474.5	80.61
6	40.40	-38.88	11.51	488.4	59.67
7	47.40	-39.38	11.64	491.2	44.83
8	54.40	-39.75	11.63	491.1	36.35
9	61.40	-41.63	12.08	499.4	33.25
10	68.40	-44.88	12.59	507.9	31.23
11	75.40	-46.63	13.28	518.7	31.21
12	82.40	-44.88	13.35	519.7	26.52
13	89.40	-47.00	13.68	524.4	24.24
14	96.40	-46.63	14.06	529.5	22.41
15	103.4	-48.00	14.42	534.1	20.62
16	110.4	-50.88	15.22	543.7	22.62
17	117.4	-50.00	15.66	548.8	21.26
18	124.4	-49.88	16.02	552.7	19.72
19	131.4	-50.00	16.25	555.2	18.08
20	138.4	-49.63	16.32	555.9	16.48
21	145.4	-51.63	16.58	558.5	16.29
22	152.4	-51.00	16.69	559.5	15.57
23	159.4	-52.25	16.97	562.1	15.35
24	166.4	-53.38	17.41	565.9	15.71
25	173.4	-53.63	17.82	569.5	15.82
26	180.4	-54.13	18.26	573.2	15.93
27	187.4	-55.13	18.82	577.8	16.46
28	194.4	-56.25	19.51	583.4	17.40
29	201.4	-56.75	20.21	588.9	18.10
30	208.4	-56.875	20.84	593.8	18.36
34	236.4	-57.13	21.50	598.6	18.00
38	264.4	-58.00	22.30	604.2	17.54
42	292.4	-58.125	22.99	608.7	16.63
46	320.4	-58.00	23.43	611.6	15.39
50	348.4	-57.63	23.56	612.4	14.03
1 año	363.4	-57.63	23.60	612.6	12.87

Mezcla A8

Fecha de colado: 25 de mayo de 1995

Rev: 10.8 cm

Día inicial de contracción: 29.591

Tabla B5. Extensión y Contracción por secado de concretos con consumo de cemento de 364 kg/m³

Semanas de secado	Tiempo por semana t	Contracción por secado medida $\varepsilon_T \times 10^{-6}$	Contracción por secado estimada		Err Est del Coef
			a	$\varepsilon_U \times 10^{-6}$	
1	7.354	-16.13	27.94	796.7	1530
2	14.35	-25.5	24.36	706.6	496.0
3	21.35	-31.25	21.32	634.2	266.3
4	28.35	-36.13	20.87	623.8	162.0
5	35.35	-38.13	20.08	607.1	118.57
6	42.35	-40.38	19.53	595.8	82.66
7	49.35	-41.63	19.19	589.3	61.95
8	56.35	-43.75	19.27	590.8	48.94
9	63.35	-46.13	19.35	592.0	41.86
10	70.35	-48.13	19.74	598.3	36.44
11	77.35	-49.25	19.99	602.2	31.93
12	84.35	-49.38	20.05	603.1	27.86
13	91.35	-49.38	20.10	603.7	24.40
14	98.35	-50.25	20.14	604.3	21.52
15	105.35	-53.25	20.67	611.3	20.32
16	112.35	-54.00	21.20	618.1	19.26
17	119.35	-53.13	21.40	620.6	17.46
18	126.35	-53.5	21.49	621.6	15.82
19	133.35	-52.25	21.29	619.2	14.63
20	140.35	-54.13	21.39	620.4	13.40
21	147.35	-54.88	21.49	621.5	12.87
22	154.35	-55.63	21.65	623.1	12.44
23	161.35	-57.63	22.05	627.2	12.82
24	168.35	-57.00	22.30	629.6	12.51
25	175.35	-57.50	22.56	632.1	12.25
26	182.35	-57.75	22.80	634.4	11.94
27	189.35	-59.88	23.33	639.3	12.53
28	196.35	-60.63	23.90	644.4	13.12
29	203.35	-60.88	24.43	649.2	13.42
30	210.35	-60.13	24.76	652.1	13.12
34	238.35	-61.63	25.30	656.5	12.96
38	266.35	-61.66	25.73	659.8	12.34
42	294.35	-62.25	26.17	663.2	11.66
46	322.35	-61.00	26.06	662.4	10.74
50	350.35	-61.38	25.97	661.8	9.85
1 año	365.3	-61.13	25.77	660.4	9.13

Mezcla A9

Fecha de colado: 31 de mayo de 1995

Rev: 11.0 cm

Día inicial de contracción: 27.645

Tabla B6. Extensión y Contracción por secado de concretos con consumo de cemento de 317 kg/m³

Semanas de secado	Tiempo por semana t	Contracción por secado medida $\varepsilon_T \times 10^{-6}$	Contracción por secado estimada		Err Est del Coef
			a	$\varepsilon_U \times 10^{-6}$	
1	6.693	-17.13	12.81	472.1	134.2
2	13.69	-27.00	13.21	482.4	70.97
3	20.69	-31.25	13.27	484.1	37.71
4	27.69	-34.75	12.44	463.4	39.38
5	34.69	-35.50	13.47	488.2	36.38
6	41.69	-37.75	13.36	485.7	26.16
7	48.69	-41.00	13.73	493.3	2285
8	55.69	-43.25	14.61	510.4	28.74
9	62.69	-45.25	15.51	526.8	31.14
10	69.69	-45.50	16.37	541.6	31.53
11	76.69	-46.25	16.75	747.8	27.61
12	83.69	-46.50	17.07	552.7	24.32
13	90.69	-48.25	17.07	552.07	24.32
14	97.69	-49.88	17.84	563.4	20.85
15	104.69	-50.13	18.50	571.9	20.93
16	111.69	-49.63	18.85	576.3	19.29
17	118.69	-50.25	18.97	577.7	17.38
18	125.69	-50.50	19.04	578.5	15.68
19	132.69	-51.13	19.04	578.5	14.20
20	139.69	-52.63	19.24	580.5	13.18
21	146.69	-53.25	19.44	582.6	12.96
22	153.69	-54.63	19.69	585.0	12.87
23	160.69	-55.13	20.12	589.0	13.55
24	167.69	-54.38	20.56	593.0	14.08
25	174.69	-56.00	20.80	595.2	13.68
26	181.69	-56.50	21.28	599.3	14.12
27	188.69	-58.38	21.77	603.5	14.47
28	195.69	-56.63	22.53	609.8	15.86
29	202.69	-57.75	22.87	612.5	15.45
30	209.69	-58.00	23.35	616.4	15.43
34	237.69	-57.50	23.82	619.9	14.92
38	265.69	-56.75	24.00	621.2	13.91
42	293.69	-55.88	23.77	619.6	12.88
46	321.69	-55.75	23.10	615.2	12.35
50	349.69	-56.00	22.36	610.4	11.94
1 año	364.6	-55.75	21.82	607.00	11.35

Mezcla A10

Fecha de colado: 6 de junio de 1995

Rev: 7.4 cm

Día inicial de contracción: 28.307

Tabla B7. Extensión y Contracción por secado de concretos con consumo de cemento de 350 kg/m³

Semanas de secado	Tiempo por semana t	Contracción por secado medida $\varepsilon_T \times 10^{-6}$	Contracción por secado estimada		Err Estr del Coef
			a	$\varepsilon_U \times 10^{-6}$	
1	4.41	-6.75	5.103	144.9	1306
2	11.41	-17.25	18.92	429.5	771.5
3	18.41	-21.25	18.50	421.2	370.5
4	25.41	-23.50	17.05	395.5	216.7
5	32.41	-28.13	18.48	418.5	152.7
6	39.41	-29.75	19.89	440.3	114.6
7	46.41	-31.25	19.81	439.0	86.98
8	53.41	-32.25	19.79	438.7	67.81
9	60.41	-33.63	20.22	444.3	55.21
10	67.41	-36.13	21.28	457.0	50.56
11	74.41	-36.75	22.01	465.5	44.69
12	81.41	-36.75	21.98	465.1	37.97
13	88.41	-37.63	22.17	467.1	32.81
15	102.41	-38.75	22.29	468.3	29.96
16	109.41	-40.75	22.83	473.3	27.77
17	116.41	-39.00	22.61	471.3	24.27
18	123.41	-43.63	23.84	482.0	28.35
19	130.41	-41.25	24.78	490.0	30.26
20	137.41	-42.75	25.26	493.9	27.83
21	144.41	-46.75	26.41	502.8	30.42
22	151.41	-43.25	26.92	506.7	28.64
23	158.41	-46.00	27.69	512.3	27.78
24	165.41	-47.00	28.82	520.3	28.16
25	172.41	-47.88	30.00	528.4	28.53
26	179.41	-48.38	30.65	532.8	28.68
27	186.41	-48.13	31.18	536.2	28.24
28	193.41	-49.25	31.88	540.6	28.24
29	200.41	-51.38	32.97	547.3	29.46
30	207.41	-48.25	33.23	548.9	28.32
32	221.41	-49.00	33.58	550.9	27.18
34	235.41	-49.63	34.00	553.3	26.06
36	249.41	-49.00	34.10	553.9	24.69
38	263.41	-51.38	34.87	558.0	23.99
40	277.41	-51.50	35.53	561.5	23.08
45	312.41	-52.00	36.19	564.8	21.84
50	347.41	-52.50	36.83	567.8	20.41
1 año	362.41	-52.88	37.44	570.7	19.15

Tabla B8. Extensión y Contracción por secado de concretos con consumo de cemento de 400 kg/m³

Semanas de secado	Tiempo por semana t	Contracción por secado medida $\varepsilon_T \times 10^{-6}$	Contracción por secado estimada		Err Est del Coef
			a	$\varepsilon_U \times 10^{-6}$	
2	6.49	-7.75	4.537	126.6	2858
3	13.49	-11.38	6.917	161.1	1051
4	20.49	-16.63	13.32	243.6	822.8
5	27.49	-18.25	17.28	290.4	519.1
6	34.49	-20.13	17.86	296.3	338.9
7	41.49	-21.00	18.23	299.9	236.5
8	48.49	-23.25	19.80	314.4	183.9
9	55.49	-25.13	22.05	333.8	157.6
10	62.49	-25.75	23.29	343.9	129.3
11	69.49	-26.25	23.72	347.2	105.5
12	76.49	-27.13	24.36	351.9	88.70
14	90.49	-28.25	24.74	354.4	79.08
15	97.49	-30.50	26.00	362.7	72.20
16	104.49	-28.25	25.41	359.0	61.72
17	111.49	-32.25	27.29	370.5	63.48
18	118.49	-30.75	29.08	381.3	67.43
19	125.49	-31.75	29.76	385.1	60.40
20	132.49	-35.38	31.33	393.8	62.09
21	139.49	-33.00	32.33	399.2	57.75
22	146.49	-35.00	33.78	406.7	55.55
23	153.49	-36.50	35.69	416.4	55.71
24	160.49	-37.13	37.72	426.3	55.81
25	167.49	-37.75	39.73	435.9	55.44
26	174.49	-37.63	40.53	439.6	54.19
27	181.49	-38.63	41.58	444.3	53.49
28	188.49	-40.63	43.23	451.6	54.70
29	195.49	-38.50	43.88	454.4	52.69
30	202.49	-39.25	44.71	457.9	51.00
32	216.49	-40.75	46.02	463.3	49.94
34	230.49	-39.75	46.61	465.7	47.69
36	244.49	-40.13	47.17	467.9	44.99
38	258.49	-40.88	47.92	470.8	42.66
40	272.49	-40.00	47.90	470.7	40.07
45	307.49	-41.75	48.61	473.2	37.37
50	342.49	-41.75	48.85	474.1	34.29
1 año	357.49	-41.13	48.40	472.5	31.67

Tabla B9. Extensión y Contracción por secado de concretos con consumo de cemento de 493 kg/m³

Semanas de secado	Tiempo por semana t	Contracción por secado medida $\varepsilon_T \times 10^{-6}$	Contracción por secado estimada		Err Est del Coef
			a	$\varepsilon_U \times 10^{-6}$	
1	5.02	-7.25	1.739	81.1	5704
2	12.02	-15.63	8.515	231.8	2226
3	19.02	-20.50	13.51	331.1	1051
4	26.02	-24.50	16.17	379.0	620.2
5	33.02	-27.00	16.70	387.4	413.0
6	40.02	-28.13	17.26	396.0	294.6
7	47.02	-28.00	16.93	391.3	222.0
8	54.02	-30.13	17.23	395.4	173.3
9	61.02	-33.88	18.65	412.9	145.0
10	68.02	-35.00	19.58	423.5	122.4
11	75.02	-33.75	19.77	425.7	102.5
13	89.02	-34.75	19.87	426.8	85.61
14	96.02	-37.13	20.32	431.0	73.45
15	103.02	-35.00	19.81	426.3	63.62
16	110.02	-37.63	20.29	430.5	56.31
17	117.02	-38.25	20.69	433.8	50.56
18	124.02	-40.88	22.18	445.8	51.05
19	131.02	-38.25	22.28	446.6	45.80
20	138.02	-38.75	22.50	448.2	41.50
21	145.02	-40.00	23.11	452.6	38.65
22	152.02	-44.75	24.92	465.1	42.87
23	159.02	-42.75	26.22	473.8	42.46
24	166.02	-44.00	27.51	482.1	41.76
25	173.02	-43.38	28.39	487.7	39.75
26	180.02	-44.50	28.94	491.0	38.94
27	187.02	-45.00	29.54	494.5	38.18
28	194.02	-45.00	30.07	497.6	37.16
29	201.02	-44.50	30.39	499.4	35.79
30	208.02	-43.50	30.37	499.3	34.26
32	222.02	-46.50	31.13	503.3	33.54
34	236.02	-44.25	31.06	502.9	31.86
36	250.02	-45.25	31.24	503.8	30.22
38	264.02	-46.25	31.68	506.0	28.77
40	278.02	-45.75	31.80	506.6	27.16
45	313.02	-45.88	31.75	506.3	25.31
50	348.02	-46.63	31.87	506.8	23.37
1 año	363.02	-47.13	32.13	508.0	21.69

Tabla B10. Extensión y Contracción por secado de concretos con consumo de cemento de 400 kg/m³

Semanas de secado	Tiempo por semana t	Contracción por secado medida $\varepsilon_T \times 10^{-6}$	Contracción por secado estimada		Err Est del Coef
			a	$\varepsilon_U \times 10^{-6}$	
1	2.485	- 5.25	-	-	-
2	9.485	- 14.63	13.68	339.7	575.5
3	16.485	- 22.38	23.14	523.6	365.1
4	23.485	- 28.75	28.40	620.0	211.6
5	30.485	- 29.75	26.81	593.5	151.8
6	37.485	- 33.25	25.30	568.6	106.7
7	44.485	- 36.75	26.02	579.9	79.05
8	51.485	- 38.50	26.02	579.9	60.33
9	58.485	- 41.75	26.97	593.4	49.85
10	65.485	- 44.13	28.02	607.5	43.28
11	72.485	- 43.25	27.94	606.5	36.14
12	79.485	- 43.75	27.40	599.8	31.24
13	86.485	- 45.75	27.39	599.6	26.73
14	93.485	- 46.88	27.60	602.1	23.24
15	100.49	- 47.38	27.63	602.3	20.29
16	107.49	- 46.75	27.40	600.0	18.59
17	114.49	- 48.00	27.17	597.7	16.68
18	121.49	- 47.13	26.70	593.2	16.15
20	135.49	- 48.75	26.32	589.7	14.86
22	149.49	- 50.50	26.43	590.7	13.91
24	163.49	- 51.13	26.52	591.4	12.90
26	177.49	- 49.25	25.73	585.1	13.92
28	191.49	- 49.50	24.96	579.2	14.44
30	205.49	- 52.75	25.35	582.1	13.62
32	219.49	- 52.00	25.28	581.6	12.49
34	233.49	- 53.38	25.60	583.9	11.71
36	247.49	- 51.63	25.13	580.6	11.32
38	261.49	- 52.25	24.87	578.9	10.59
40	275.49	- 53.00	24.83	578.7	9.77
45	310.49	- 52.63	24.45	576.2	9.24
50	345.49	- 55.75	25.26	581.2	9.58
1 año	365.00	- 55.50	25.74	584.0	9.16

Mezcla C20

Fecha de colado: 8 de noviembre de 1999

Rev: 1.5 cm

Día inicial de contracción: 32.515

Tabla B11. Extensión y Contracción por secado de concretos con consumo de cemento de 450 kg/m³

Semanas de secado	Tiempo por semana t	Contracción por secado medida $\varepsilon_T \times 10^{-6}$	Contracción por secado estimada		Est Err of Coef
			a	$\varepsilon_U \times 10^{-6}$	
1	2.837	- 6.25	27.78	565.1	
2	9.837	- 15.25	35.63	724.0	1246
3	16.837	- 24.88	47.75	945.6	533.3
4	23.837	- 31.00	47.75	946.6	310.3
5	30.837	- 33.25	37.74	773.8	208.0
6	37.837	- 36.13	33.04	695.7	148.3
7	44.837	- 39.63	32.42	685.8	108.7
8	51.837	- 42.25	32.65	689.4	84.37
9	58.837	- 45.63	33.18	697.0	67.89
10	65.837	- 46.50	33.41	700.2	55.49
11	72.837	- 47.25	32.71	690.7	46.81
12	79.837	- 48.25	32.14	683.5	40.01
13	86.837	- 49.88	32.21	684.3	34.28
14	93.837	- 50.13	31.75	678.8	29.91
15	100.84	- 51.25	31.40	674.7	26.50
16	107.84	- 51.50	31.17	672.2	23.53
17	114.84	- 52.50	31.04	670.8	20.99
18	121.84	- 52.00	30.49	665.1	19.44
20	135.84	- 51.50	29.24	653.0	18.90
22	149.84	- 53.00	28.81	649.1	18.29
24	163.84	- 53.25	28.24	644.1	17.84
26	177.84	- 52.25	27.17	635.1	18.85
28	191.84	- 54.00	26.65	630.7	17.91
30	205.84	- 55.25	26.45	629.2	16.56
32	219.84	- 56.38	26.52	629.7	15.25
34	233.84	- 55.00	26.00	625.8	14.52
36	247.84	- 56.00	25.79	624.2	13.45
38	261.84	- 57.00	25.85	624.6	12.41
40	275.84	- 56.75	25.73	623.8	11.50
45	310.84	- 56.63	25.36	621.4	10.72
50	345.84	- 59.50	25.99	625.4	10.26
1 año	365.00	- 61.00	26.95	631.5	10.65

Mezcla C21

Fecha de colado: 10 de noviembre de 1999

Rev: 1.5 cm

Día inicial de contracción: 32.163

Tabla B12. Extensión y Contracción por secado de concretos con consumo de cemento de 500 kg/m³

Semanas de secado	Tiempo por semana t	Contracción por secado medida $\epsilon_T \times 10^{-6}$	Contracción por secado estimada		Est Err of Coef
			a	$\epsilon_U \times 10^{-6}$	
1	0.454	- 1.38	-	-	-
2	7.454	- 13.63	26.03	564.1	2018
3	14.454	- 21.88	39.34	827.5	757.4
4	21.454	- 27.13	32.20	693.5	368.2
5	28.454	- 30.63	28.54	627.4	233.0
6	35.454	- 33.75	27.05	602.1	159.4
7	42.454	- 35.88	26.23	588.9	116.5
8	49.454	- 37.63	25.67	580.4	88.41
10	63.454	- 40.75	25.48	578.0	59.94
11	70.454	- 41.63	24.97	571.3	48.77
12	77.454	- 43.13	24.87	570.1	40.35
13	84.454	- 43.75	24.65	567.4	34.19
14	91.454	- 43.88	24.27	563.0	29.75
15	98.454	- 44.25	23.73	557.1	26.72
16	105.45	- 43.88	23.03	549.8	25.13
17	112.45	- 44.63	22.62	545.7	22.92
18	119.45	- 45.38	22.45	544.1	20.55
19	126.45	- 46.25	22.44	544.0	18.44
20	133.45	- 48.75	23.08	549.6	18.48
22	147.45	- 50.13	23.72	555.0	19.52
24	161.45	- 48.50	23.76	555.2	18.23
26	175.45	- 50.13	24.15	558.2	17.41
28	189.45	- 50.75	24.58	561.3	16.57
30	203.45	- 51.00	24.91	563.7	15.54
32	217.45	- 50.25	24.79	562.8	14.33
34	231.45	- 52.13	25.26	566.0	13.70
36	245.45	- 51.25	25.23	565.8	12.61
38	259.45	- 53.38	25.89	570.0	12.59
40	273.45	- 54.75	26.83	576.0	13.45
45	308.45	- 57.88	28.78	587.6	16.94
50	343.45	- 59.50	31.09	600.9	19.46
1 año	365.00	- 57.75	32.14	606.8	18.55

Mezcla C25

Fecha de colado: 19 de enero de 2000

Rev: 0 cm

Día inicial de contracción: 34.546