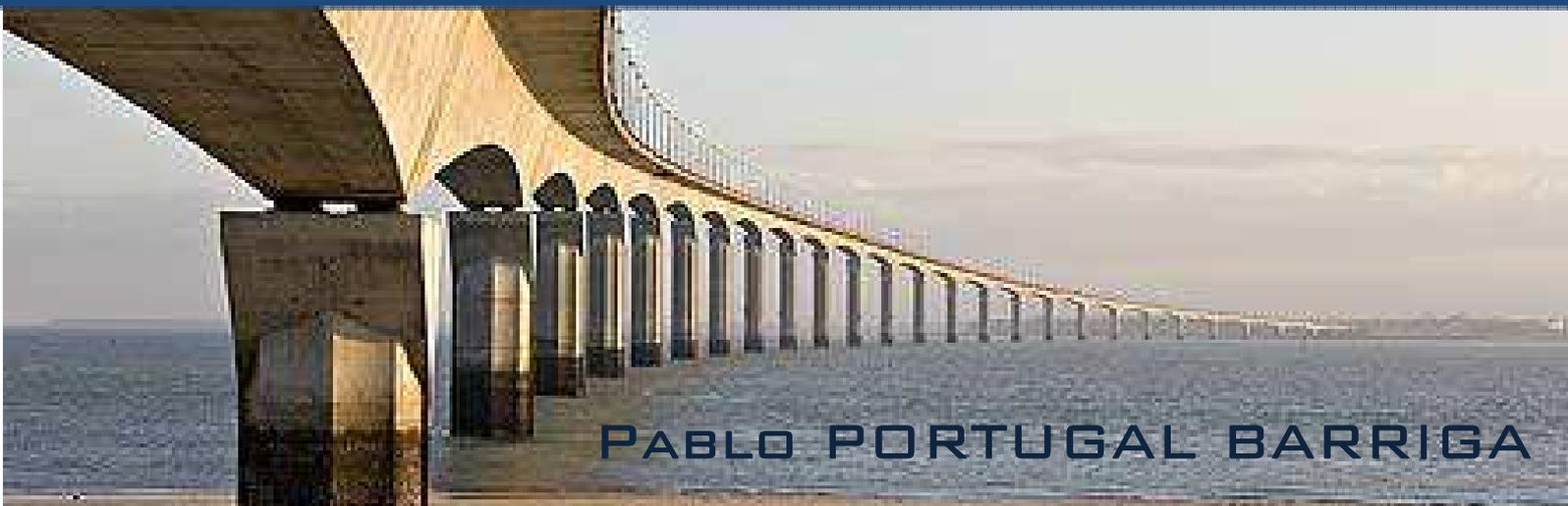




# TECNOLOGIA DEL CONCRETO DE ALTO DESEMPEÑO

HIGH PERFORMANCE CONCRETE



PABLO PORTUGAL BARRIGA

## **DEDICATORIA**

*"A toda mi familia por el gran apoyo que siempre me han brindado"*

**Pablo**

“La practica sin ciencia es como un barco sin timón.”

**Leonardo DaVinci, 1452-1519**

“Siempre use el método que mejor trabaja. Si es científico, empírico o entre los dos, eso es secundario.”

**Sándor Popovics**

Reconocido tecnólogo del concreto

## **PREFACIO**

Hoy en día la tecnología del concreto ha dejado de ser una ciencia joven, la gran cantidad de trabajos de investigación durante este periodo respaldan esta afirmación, actualmente los concretos no son fabricados solo con agregados, agua y cemento, existen adiciones minerales y aditivos químicos, que ya han pasado a formar parte de una mezcla de concreto convencional. Los concretos de alto desempeño son quizás la mejor representación de la evolución de la tecnología del concreto, sus características optimizadas simplemente hacen de estos concretos se los mas adecuados para gran cantidad de aplicaciones.

En el medio hispano existe la falsa afirmación que un concreto de alto desempeño es solo aquel que posee la característica de alta resistencia y mejorada durabilidad, sin embargo la definición de concretos de alto desempeño es mucho mas amplia y alcanza a gran variedad de concretos, pudiendo ser un concreto de alto desempeño aquel concreto optimizado en su costo y trabajabilidad, que cumple los requerimientos de resistencia y durabilidad; en el presente trabajo se realiza el estudio de los denominados concretos de alto desempeño.

Durante la pasada década a decir de destacados investigadores, la tecnología del concreto alcanzo su punto mas alto de desarrollo, esto debido principalmente a dos puntos principales:

- El desarrollo de tecnologías especiales, las cuales no hubieran sido posibles de lograr sin el desarrollo alcanzado por la industria química de aditivos.
- El desarrollo de modelos con aproximaciones coherentes, racionales y científicamente fundados para caracterizar las propiedades del concreto. Esto conjuntamente con el desarrollo de programas que permiten implementar esto modelos y hacer su uso muy sencillo.

Esta libro esta realizado sobre la base de diversas investigaciones realizadas en los laboratorios de la UNSA y de la division concretos de la empresa YURA S.A. de la ciudad de Arequipa, investigaciones realizadas en los años 2003 y 2004, el sustento teórico presentado pertenece al estado del arte correspondiente al año 2004, hoy 2007 la tecnología del concreto sigue aun evolucionando y nos presenta muchos más avances, el uso extendido de los concretos autocompactados en América, Europa y el Japón, así como el empleo específico de diversos concretos como el concreto celular o el concreto adicionado con fibras han creado en la tecnología del concreto una "ciencia" amplia y llena de nuevos desarrollos a alcanzar siempre con el objetivo de lograr los mejores desempeños de este material tan extraordinario como es el concreto.

**MSc. Ing. Pablo Portugal Barriga**

## **INDICE**

### **CAPITULO I GENERALIDADES**

- 1.1. INTRODUCCIÓN
- 1.2. DEFINICIONES

### **CAPITULO II MATERIALES PARA LA PRODUCCIÓN DE CONCRETOS DE ALTO DESEMPEÑO**

- 2.1. INTRODUCCION
- 2.2. CEMENTO
  - 2.2.1. Propiedades Químicas
  - 2.2.2. Propiedades Físicas y mecánicas
  - 2.2.3. Resumen General de criterios para la elección del Cemento a usar
- 2.3. AGREGADOS
  - 2.3.1. Forma y textura de las partículas
    - 2.3.1.1. Metodología para encontrar los factores de esfericidad y redondez de los agregados
  - 2.3.2. Granulometría
  - 2.3.3. Tamaño máximo
  - 2.3.4. Superficie específica
    - 2.3.4.1. Teoría modificada de Heywood
  - 2.3.5. Peso específico
  - 2.3.6. Poros y absorción de los agregados
  - 2.3.7. Peso unitario, compacidad y porosidad
  - 2.3.8. Resistencia de las partículas del agregado
  - 2.3.9. Recomendaciones generales para la elección del agregado
- 2.4. ADICIONES MINERALES (MICROSILICE)
  - 2.4.1. Generalidades
  - 2.4.2. Propiedades físicas
  - 2.4.3. Propiedades químicas
  - 2.4.4. Características de la microsílíce utilizada
  - 2.4.5. Mecanismos de acción de los microsílíces
- 2.5. ADITIVOS QUÍMICOS
  - 2.5.1. Introducción
  - 2.5.2. Clasificación según norma
  - 2.5.3. Clasificación y evolución de los aditivos según su composición
  - 2.5.4. Policarboxilatos modificados
  - 2.5.5. Formas de uso

2.5.6. Aditivos usados en la investigación

## 2.6. AGUA

2.6.1. Definiciones

2.6.2. Requisitos de calidad

## **CAPITULO III**

### **DISEÑO DE MEZCLAS DE CONCRETO DE ALTO DESEMPEÑO**

#### 3.1. INTRODUCCIÓN .

#### 3.2. METODO DE DISEÑO DE MEZCLAS DE CONCRETOS

DE ALTA RESISTENCIA DEL COMITÉ ACL 211.4

3.2.1. Procedimiento de diseño

3.2.2. Tablas para el diseño

#### 3.3. DISEÑO DE MEZCLAS DE AGREGADOS

3.3.1. Teoría del Fuller y Thompson

3.3.2. Teoría de Feret

3.3.3. Teoría de Weymouth

3.3.4. Teoría de Bolomey

3.3.5. Métodos de la combinación de módulos de finura

3.3.6. Métodos normales por curvas empíricas

#### 3.4. MODELO DE ACOMODO COMPRESIBLE O EMPAQUETAMIENTO

COMPRESIBLE (MEC)

3.4.1. Notaciones y definiciones

3.4.2. Compacidad virtual de una mezcla granular

3.4.2.1. Mezcla binaria

3.4.2.1.1. Mezcla binaria sin interacción ( $d_1 \gg d_2$ )

3.4.2.1.2. Mezcla binaria con interacción total ( $d_1 = d_2$ )

3.4.2.1.3. Mezcla con interacción parcial ( $d_1 > d_2$ )

3.4.2.2. Mezcla poli dispersa

3.4.3. Compacidad Real

3.4.3.1. Índice de compactación y compacidad real

3.4.3.2. Coeficientes de aflojamiento y de pared

3.4.3.3. Índice de compactación experimental

3.4.4. Ejemplo de Modelo de Acomodo Compresible

3.4.5. Calibración local del modelo de acomodo compresible

3.4.5.1. Compacidad de clases unimodales

3.4.5.2. Compacidad de clases binarias

3.4.6. Algunas simulaciones con el Modelo de acomodo compresible

3.4.7. Comentarios finales acerca del Modelo de empaquetamiento compresible

#### 3.5. VOLUMEN DE PASTA

3.5.1. Teoría del exceso de pasta

- 3.5.2. Diámetro promedio y espacio entre agregados
- 3.5.3. Teoría de la capa adherida
- 3.5.4. Teoría del máximo espesor de pasta
- 3.5.5. Comparación entre las diferentes teorías presentadas
- 3.6. MEZCLAS DE CONCRETO
  - 3.6.1. Calculo de la relación optima entre agregados
  - 3.6.2. Calculo del contenido optimo de cemento
  - 3.6.3. Mezclas elaboradas para la investigación
  - 3.6.4. Ejemplo de diseños de mezcla
    - 3.6.4.1. Concreto de muy alta resistencia
    - 3.6.4.2. Concreto de autocompactado
    - 3.6.4.3. Concreto bombeable
  - 3.6.5. Secuencia de mezclado

## **CAPITULO IV PROPIEDADES DEL CONCRETO EN ESTA FRESCO**

- 4.1. ASPECTOS TEORICOS DE LA REOLOGIA DEL CONCRETO DE ALTO DESEMPEÑO
  - 4.1.1. Introducción
  - 4.1.2. Definición reológica del concreto en estado fresco
  - 4.1.3. Fluido y suspensión reológica
  - 4.1.4. Modelos reológicos
    - 4.1.4.1. Modelo de Bingham
    - 4.1.4.2. Modelo de Herschel – Bulkey
  - 4.1.5. Técnicas de evaluación del concreto en estado fresco
  - 4.1.6. Prueba de Modificada de Slump
    - 4.1.6.1. Modelo para evaluar el esfuerzo estático
    - 4.1.6.2. Modelo semi-empírico para evaluar la viscosidad plástica
  - 4.1.7. Modelos para predecir las propiedades reológicas
    - 4.1.7.1. Aplicación del modelo de acomodo o empaquetamiento compresible
    - 4.1.7.2. Modelo modificado de Kringner-Dougherty
  - 4.1.8. Parámetros que gobiernan las propiedades reológicas del concreto
    - 4.1.8.1. Cemento
    - 4.1.8.2. Agua
    - 4.1.8.3. Agregados
    - 4.1.8.4. Aditivos químicos
  - 4.1.9. Comentarios finales
- 4.2. TRABAJABILIDAD
  - 4.2.1. Definición de trabajabilidad
  - 4.2.2. Factores que gobiernan la trabajabilidad
  - 4.2.3. La prueba del cono de Abrams
  - 4.2.4. Influencia de la microsílíce en la trabajabilidad

## **CAPITULO V**

### **PROPIEDADES DEL CONCRETO EN ESTADO ENDURECIDO**

#### 5.1. INTRODUCCIÓN

##### 5.2. PROPIEDADES RELACIONADAS CON LA RESISTENCIA DEL CONCRETO

###### 5.2.1. Resistencia a la compresión

###### 5.2.1.1. Naturaleza de la resistencia a la compresión

###### 5.2.1.2. La ley de Abrams o la ley de la relación agua/cemento

###### 5.2.1.3. Ecuación de Feret

###### 5.2.1.4. Ecuación de Feret generalizada

###### 5.2.1.5. Resistencia experimental del concreto

###### 5.2.1.6. Predicción de la resistencia a la compresión del concreto

###### 5.2.2. Resistencia a la tracción

#### 5.3. PROPIEDADES RELACIONADAS CON LA DURABILIDAD DEL CONCRETO

##### 5.3.1. Clasificación de causas de deterioro del concreto

##### 5.3.2. Permeabilidad del concreto

###### 5.3.2.1. Permeabilidad al aire medida con el método Torrent

###### 5.3.2.1.1. Descripción del equipo

###### 5.3.2.1.2. Calculo del coeficiente de permeabilidad

###### 5.3.2.1.3. Clasificación de la calidad del recubrimiento

###### 5.3.2.1.4. Ventajas del método Torrent

###### 5.3.2.2. Permeabilidad encontrada con el método Torrent para concretos con adición de microsílíce

##### 5.3.3. Ataque de sulfatos

###### 5.3.3.1. Introducción

###### 5.3.3.2. Mecanismos de reacción de los sulfatos

###### 5.3.3.3. Acción de las puzolanas (microsílíce)

###### 5.3.3.4. Control del ataque de sulfatos

###### 5.3.4. Ataque químico por cloruros

###### 5.3.4.1. Naturaleza del origen de la corrosión en el concreto

###### 5.3.4.2. El ambiente marino en el Perú y sus características

###### 5.3.4.3. Mecanismos envueltos en el deterioro del concreto por corrosión del acero de refuerzo

###### 5.3.4.4. Actividad del ion cloruro

###### 5.3.4.5. Corrosión del acero de refuerzo en el concreto en estructuras marinas

###### 5.3.4.6. Predicción de la vida de servicio en estructuras marinas de concreto

###### 5.3.4.7. Influencia de las microsílíces ante el ataque de cloruros

###### 5.3.4.8. Simulación de la vida de servicio de los concretos de la investigación usando el programa LIFE 365

###### 5.3.4.9. Requerimientos de los concretos sometidos al ataque de cloruros

###### 5.3.4.10. Protección y reparación de estructuras de concreto sometidas al ataque de cloruros

## **CAPITULO VI PROPIEDADES DEL CONCRETO REFORZADO DE ALTO DESEMPEÑO**

- 6.1. CONCRETO REFORZADO DE ALTO DESEMPEÑO
  - 6.1.1. Introducción
  - 6.1.2. Módulo de elasticidad y relación de Poisson
  - 6.1.3. Resistencia a la tracción
  - 6.1.4. Vigas de concreto de alta resistencia
    - 6.1.4.1. Resistencia a la flexión
      - 6.1.4.1.1. Cuantía máxima de acero
      - 6.1.4.1.2. Cuantía mínima de acero
    - 6.1.4.2. Resistencia a corte
  - 6.1.5. Columnas de concreto de Alta Resistencia
    - 6.1.5.1. Columnas cargadas uni axialmente
    - 6.1.5.2. Detalles del refuerzo
    - 6.1.5.3. Columnas sometidas a largo de la compresión y flexión
    - 6.1.5.4. Columnas esbeltas
  - 6.1.6. Muros de concreto de Alta Resistencia
    - 6.1.6.1. Resistencia a la flexión y corte
- 6.2. CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN DEL CONCRETO DE ALTO DESEMPEÑO
- 6.3. MODULO DE ELASTICIDAD EXPERIMENTAL

## **CAPITULO VII MICRO Y MACRO MECANICA DEL CONCRETO DE ALTO DESEMPEÑO**

- 7.1. INTRODUCCIÓN
- 7.2. ANTECEDENTES HISTORICOS
- 7.3. COMPORTAMIENTO MICROSCOPICO Y MACROSCOPICO
- 7.4. TEORIA DE LA PROPAGACIÓN DE GRIETAS
- 7.5. TEORIA DE LA FRACTURA MECANICA APLICADA AL CONCRETO.

## **CAPITULO VIII CONCRETOS DE ALTO DESEMPEÑO Y SUS APLICACIONES**

- 8.1 INTRODUCCIÓN
- 8.2 APLICACIONES REALIZADAS EN EL PERU
- 8.3 APLICACIONES EN DIFERENTES PAISES
- 8.4 PERSPECTIVAS DE DESARROLLO DE LOS CONCRETOS DE ALTO DESEMPEÑO EN EL PERU

## **BIBLIOGRAFÍA**

# **CAPITULO I**

## **GENERALIDADES**

---

### **1.1. INTRODUCCION:**

La tecnología del concreto hoy en día ya no es una ciencia joven, y ha sufrido una revolución en su desarrollo a partir de la década de los años 80, hoy en día es muy sencillo lograr concretos especiales con ayuda de los numerosos productos de adición al concreto que se encuentran en el mercado, sin embargo el camino a la optimización del proceso de obtención de estos concretos es aún desconocido en muchos de criterios básicos de composición, dosificación y elaboración.

Los concretos de alto desempeño (CAD) o de alto performance (High Performance Concrete) son hoy en día, los que han alcanzado un mayor grado de optimización dado sus usos especiales; sus características mejoradas de resistencia y durabilidad son conocidas, siendo su uso una alternativa real en la construcción de diversas estructuras con requerimientos especiales, que pueden ser tanto del tipo estructural como medioambiental.

En el presente capítulo se desarrolla y discute las definiciones dadas por diferentes instituciones y autores para los CAP, así como se plantea una nueva definición basada en el uso optimizado de estos concretos.

## 1.2. DEFINICIONES:

### 1.2.1. Definición de Concreto de Alto Desempeño

Existen muchas diferentes definiciones de concreto de alto desempeño. Por lo cual no existe una definición universalmente aceptada; muchas instituciones reconocidas internacionalmente han definido a los concretos de alto desempeño cada cual con diferentes criterios de evaluación, algunas de estas definiciones son resumidas a continuación:

#### 1.2.1.1. Definición del Instituto Americano del Concreto: (Russell 1999).

##### *American Concrete Institute (ACI)*

Un concreto de alto desempeño es el que reúne una combinación especial de requerimientos de desempeño y uniformidad que no siempre puede ser logrados usando materiales tradicionales, mezclado normal, criterios de colocación normales y prácticas de curado ordinarias.

Un concreto de alto desempeño es un concreto en el cual ciertas características son desarrolladas para una aplicación y medioambiente particular.

Ejemplos de estas características que pueden ser consideradas críticas para una aplicación son:

1. Facilidad de colocación

2. Compactación sin segregación.
3. Propiedades mecánicas a largo plazo
4. Resistencia iniciales
5. Permeabilidad
6. Densidad
7. Calor de hidratación
8. Dureza
9. Estabilidad volumétrica.
10. Gran periodo de vida de servicio en un medioambiente severo.

Dado que muchas de las características de un concreto de alto desempeño son interrelacionadas, un cambio en una sola usualmente resulta en cambios en una o mas de otras características. Consecuentemente, si muchas características tienen que ser tomadas en cuenta en la producción de concreto para una aplicación, cada una de estas características debe ser claramente especificada en los documentos contractuales.

***Comentario de la definición:***

La definición propuesta en 1998 por el Subcomité THPC del ACI formado en 1991, es una definición general que intenta incluir una variedad de concretos que tienen propiedades especiales que no son comunes en un concreto convencional y no establece ningún parámetro máximo o mínimo que un determinado concreto deba cumplir a diferencia de otras definiciones.

**1.2.1.2. Definición del Departamento federal de administración de carreteras de los Estados Unidos:**

***U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration (FHWA 1998)***

Un concreto de alto desempeño es diseñado para ser mas durable y si es necesario mas resistente que un concreto convencional. Los concretos de alto desempeño están compuestos de esencialmente los mismos materiales

que un concreto convencional. Pero las proporciones son diseñadas para proveer la resistencia y durabilidad necesaria para los requerimientos estructurales y mediambientales de el proyecto.

***Comentario de la definición:***

Esta definición conjuntamente con la del Instituto Americano del Concreto son las mas aceptadas internacionalmente, sin embargo es importante destacar que el Departamento federal de administración de carreteras también a publicado otras definiciones anteriores, las cuales estaban orientadas a estructuras especificas como es el caso de los puentes.

**1.2.1.3. Definición del Programa Estratégico de Investigación de Carreteras: (Zia, 1991).**

***Strategic Highway Research Program (SHRP)***

a. Un concreto de alto desempeño debe cumplir con una de las siguientes características:

1. Resistencia a la compresión a los 28 días mayor o igual a 70 MPa (10 000 psi), o
2. Resistencia a la compresión a las 4 horas mayor o igual a 20 MPa (3 000 psi), o
3. Resistencia a la compresión a las 24 horas mayor o igual a 35 MPa (5 000 psi)

b. Un concreto de alto desempeño debe tener un factor de durabilidad mayor que 80% después de 300 ciclos de congelamiento y deshielo.

c. Un concreto de alto desempeño debe tener una relación agua/materiales cementicios menor o igual que 0.35.

***Comentario de la definición:***

La definición del SHRP abarca una resistencia especifica, durabilidad y características del diseño de mezclas. Se debe tener en cuenta que esta definición fue desarrollada primordialmente para los requerimientos en la construcción de carreteras y no para obras en general.

**1.2.1.4. Definición de la Universidad de Tokyo (1990):**

Un concreto de alto desempeño debe cumplir con las siguientes características:

1. Habilidad para llenar los encofrados con poco o sin esfuerzo externo de compactación.
2. Una mezcla cohesiva con baja segregación
3. Fisuración mínima a edades tempranas causadas por la contracción o las deformaciones térmicas.
4. Suficiente resistencia a largo plazo y baja permeabilidad.

***Comentario de la definición:***

En esta definición, el concreto de alto desempeño es caracterizado como un "concreto nivelador" que compensa las prácticas de construcción y detallado estructural deficientes y es una reflexión que hacen japoneses al énfasis en la constructibilidad tanto como a la resistencia y durabilidad del concreto.

**1.2.1.5. Definición del Instituto de Concreto Pretensado :**

***Prestressed Concrete Institute (PCI Committee on Durability 1994)***

Un concreto de alto desempeño es un concreto con o sin microsílíce que tiene una relación agua/cemento de 0.38 o menos, resistencia a la compresión igual o mayor a 55.2 MPa (8000 psi) y permeabilidad (medida por AASHTO T-259 o T-277) 50% mas baja que la de un concreto convencional.

**1.2.1.6. Definición de la Fundación de investigación en Ingeniería Civil:**

***Civil Engineering Research Foundation (CERF Technical Report 1994)***

Al contrario de un concreto convencional, un concreto de alto desempeño debe tener uno o mas de estos requisitos.:

1. Fácil colocación y compactación.
2. Alta resistencia inicial

3. Exhibir propiedades mecánicas a largo plazo superiores, resistencia a la abrasión o cargas de impacto, y baja permeabilidad.
4. Exhibir estabilidad volumétrica y así menos deformaciones y menos fisuras.
5. Mayor periodo de resistencia a ataques químicos, ciclos de congelamiento y deshielo o altas temperaturas.
6. Demostrar durabilidad mejorada

#### 1.2.1.7. Definiciones propuestas por diferentes investigadores:

Investigadores destacados en el área de la tecnología del concreto también han definido a este tipo especial de concreto, a continuación se desarrollan algunas de estas definiciones:

- **Definición del Dr. Adam Neville (Reino Unido):**

En discusión al concreto de alta performance, "sus características especiales son tales que sus componentes y proporciones son específicamente escogidas para tener las propiedades particularmente apropiadas para el uso esperado de la estructura; estas propiedades son usualmente una alta resistencia o baja permeabilidad".

- **Definición del Ing. C. H. Goodspeed (Estados Unidos):**

Puede llamarse concreto de alto desempeño (HPC) a cualquier concreto que satisface ciertos criterios propuestos que superan las limitaciones de concretos convencionales, estos pueden incluir concretos con mejorada resistencia a la acción del medio ambiente (durables) o un incremento de la capacidad estructural mientras mantienen una adecuada durabilidad. Pueden también incluirse concretos que reducen significativamente el tiempo de construcción sin compromiso de un largo periodo de servicio. Por consiguiente no es posible dar una única definición de HPC sin considerar los requerimientos de desempeño dados por las condiciones de uso del concreto.

- **Definición de los ingenieros Ryan y Potter (Australia):**

Un concreto de alto desempeño es el que reúne múltiples criterios de desempeño los cuales son significativamente mas estrictos que los requeridos para concretos convencionales.

- **Definición del Ing. Swamy (Reino Unido):**

Un concreto de alto desempeño tal como es diseñado para dar características optimizadas de desempeño para condiciones dadas de cargas, uso y condiciones de exposición, consistentes con los requerimientos de costo, ciclo de vida, y durabilidad. Un concreto de alto desempeño no necesariamente implica el uso de materiales costosos o procesos tecnológicos complejos sino que estos están condicionados por los requerimientos estructurales, de uso y de medioambiente.

#### **1.2.1.8. Definición propuesta por el autor:**

“Un Concreto de Alto Desempeño es aquel que alcanza la mayor efectividad y eficiencia ante solicitudes particulares; estos concretos son eficientes por que poseen una dosificación optimizada según las consideraciones de trabajabilidad y economía; y son efectivos por que cumplen las características solicitadas, pudiendo ser estas de tipo estructural o medioambiental.”

Si bien esta definición no es especifica ante los requisitos que debe cumplir los concretos de alto desempeño, desarrolla de manera general los criterios para su elaboración; en la figura 1.1. se observan algunas de las características de la dosificación y del concreto para alcanzar un concreto de alto desempeño.

## DOSIFICACIÓN DE MATERIALES

<b>CARACTERÍSTICAS DEL CONCRETO</b>		Mala	Buena
		Mala	Buena
<b>Buena</b>	<b>Buena</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Exceso de cemento</li> <li>- Muy alta relación agua/cemento</li> <li>- Exceso de aditivos químicos.</li> <li>- Exceso de aditivos minerales.</li> <li>- Inadecuado tipo de cemento</li> <li>- Esqueleto granular inadecuado.</li> <li>- Agregados nocivos</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Contenido óptimo de cemento</li> <li>- Relación agua/cemento adecuada</li> <li>- Uso alternativo de adiciones</li> <li>- Esqueleto granular óptimo</li> <li>- Uso correcto de aditivos químicos y fibras</li> <li>- Adecuada selección del tipo de cemento.</li> </ul>
<b>Buena</b>	<b>Buena</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Resistencia a la acción climática y de la zona donde es usado</li> <li>- Resistente a los agentes externos</li> <li>- Adecuada trabajabilidad</li> <li>- Bajo contenido de aire</li> <li>- Estabilidad volumétrica</li> <li>- Resistencia adecuada</li> <li>- Libre de segregación</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Resistencia a la acción climática y de agentes externos de la zona donde es usado.</li> <li>- Adecuada trabajabilidad</li> <li>- Denso y homogéneo</li> <li>- Estabilidad volumétrica</li> <li>- Resistencia adecuada</li> <li>- Libre de segregación</li> </ul>
<b>Mala</b>	<b>Mala</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Poco durables ante la acción climática y de agentes externos nocivos.</li> <li>- Difícil colocación en obra.</li> <li>- Mezclas poco homogéneas</li> <li>- Resistencias menores a las especificadas</li> <li>- Grietas y fisuras.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Poco durables ante la acción climática y de agentes externos nocivos.</li> <li>- Difícil colocación en obra.</li> <li>- Mezclas poco homogéneas</li> <li>- Resistencias menores a las especificadas</li> <li>- Grietas y fisuras.</li> </ul>
<b>Mala</b>	<b>Mala</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Exceso de cemento</li> <li>- Esqueleto granular inadecuado.</li> <li>- Exceso de aditivos químicos.</li> <li>- Muy alta relación agua/cemento</li> <li>- Exceso de adiciones minerales.</li> <li>- Inadecuado tipo de cemento</li> <li>- Agregados nocivos</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Adecuada selección del tipo de cemento.</li> <li>- Uso correcto de aditivos químicos y fibras</li> <li>- Contenido óptimo de cemento</li> <li>- Uso alternativo de adiciones</li> <li>- Esqueleto granular óptimo</li> <li>- Relación agua/cemento adecuada</li> </ul>

Fig. 1.1. Relación entre la dosificación y las características del concreto para lograr CADs. Dada la gran generalidad de todas las definiciones, concluimos que no existe un solo tipo de concreto de alto desempeño, siendo algunos de los concretos que se consideran como concretos de alto desempeño los siguientes:

- Concreto de alta trabajabilidad
- Concreto autonivelante
- Concreto autocompactado
- Concreto de alta y muy alta resistencia
- Concreto ligero
- Concreto bombeable
- Concreto rolado compactado
- Concreto de alta durabilidad
- Concreto de polvo reactivo

Estos son solo algunos de los concretos considerados como de alto desempeño, existiendo una gran variedad; como ya se menciona un concreto de alto

desempeño será el concreto mas eficaz e eficiente que se puede elaborar según los requerimientos exigidos.

### **1.3. DEFINICIONES VARIAS:**

Se hace necesario definir otros términos que se usan en el presente trabajo y que son de reciente uso o de uso poco común en la terminología de la tecnología del concreto:

#### **1.3.1. Concreto de alta resistencia:**

El ACI define a un concreto de alta resistencia como aquel que alcanza una resistencia igual o superior a los 500 Kg/cm<sup>2</sup> a los 28 días, usualmente estos concretos son considerados como del alto desempeño, sin embargo para cumplir esta condición deben poseer además otras características como son una adecuada trabajabilidad y durabilidad.

#### **1.3.2. Relación agua/materiales cementicios:**

Esta relación se obtiene de dividir el total de agua de mezcla entre la suma del peso del cemento mas el peso de las adiciones utilizadas, estas pueden ser microsílíce, ceniza volante, puzolanas naturales, filler calizo, etc.

#### **1.3.3. Esqueleto granular:**

Se define al esqueleto granular como el conjunto de materiales inertes del concreto, estos son los agregados tanto finos y gruesos, y se dice que esta optimizado cuando las proporciones entre los agregados finos y gruesos son las mejores para producir una mezcla especifica; recientemente se ha considerado a las fibras rígidas o flexibles como parte de este esqueleto, por las modificaciones que producen en este.

# **CAPITULO II**

## **MATERIALES PARA LA PRODUCCIÓN DE CONCRETOS DE ALTO DESEMPEÑO**

---

### **2.1. INTRODUCCION:**

La adecuada selección de los materiales para la producción de concretos de alto desempeño es más exigente que para concretos convencionales, un adecuado control de calidad de estos debe llevarse a cabo, debiendo cumplir estos todos los requerimientos y especificaciones. Actualmente el concreto ha sido definido como un sistema de 5 componentes: cemento, agregados, agua, aditivos y adiciones, esta definición de un concreto se ajusta perfectamente a los requerimientos de los concretos de alto

desempeño, todas las propiedades del concreto estarán basadas en las variaciones del tipo y cantidad de estos materiales.

TABLA 2.1. El concreto como un sistema de 5 componentes.

Material	Ejemplo de variables
Cemento	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Tipo de cemento</li> <li>▪ Propiedades especiales</li> </ul>
Agregados	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Normales, ligeros, pesados.</li> <li>▪ Naturales, chancados.</li> <li>▪ Gradación, forma, textura.</li> </ul>
Agua	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Límites de componentes dañinos al concreto</li> </ul>
Adiciones	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Microsílice, ceniza volante, etc.</li> <li>▪ Pigmentos.</li> <li>▪ Fibras</li> </ul>
Aditivos	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Plastificantes, superplastificantes.</li> <li>▪ Acelerantes, retardantes, etc.</li> </ul>

En la tabla 2.1. se muestran a los 5 componentes del concreto con algunas de sus variables, el análisis de estas para la selección de los materiales conjuntamente con una dosificación adecuada lograrán los requerimientos deseados.

En este capítulo se desarrolla cada uno de estos componentes, tratando de ser una guía para la selección de estos, para posteriormente realizar la selección de las proporciones que se desarrolla en los capítulos posteriores.

## 2.2. CEMENTO:

La elección del tipo de cemento Pórtland a usarse es muy importante para los concretos de alto desempeño, estos deben cumplir con las normas como la ASTM C 150 o C 595, por ser el cemento el componente más activo del concreto, y teniendo en cuenta que todas las propiedades del concreto dependen de la cantidad y tipo de cemento a usarse es que la selección del tipo a usarse y una adecuada dosificación son muy importantes, en la región Arequipa los cementos comercialmente disponibles son el tipo I y el tipo IP,

ambos producidos por la fabrica de cementos Yura S.A. ambos cementos cumplen con las normas ASTM y NTP.

## 2.2.1. Propiedades químicas.-

### 2.2.1.1. Composición química.-

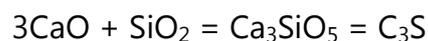
Las materias primas constituyentes del cemento son principalmente cal, sílice, alumina y oxido de hierro. Durante el proceso de producción del cemento estos compuestos interactúan para luego formar una serie de productos más complejos (silicatos cálcicos, aluminatos cálcicos y ferritos) que alcanzan un estado de equilibrio químico, con la excepción de un residuo de cal no combinada la cual no ha tenido suficiente tiempo para reaccionar esta es denominada como cal libre.

Para obtener una ideal general de la composición del cemento, la tabla 2.2. nos indica los límites de la mezcla de los diferentes óxidos de los cementos Portland.

TABLA 2.2. Límites de composición aproximados para cemento Pórtland

Oxido	Contenido, %
CaO	60-67
SiO <sub>2</sub>	17-25
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	3-8
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0.5-6.0
MgO	0.1-4.0
Álcalis	0.2-1.3
SO <sub>3</sub>	1-3

Dada la complejidad de la composición química del cemento, se entiende por esta a la química de los silicatos y aluminatos cálcicos anhidros e hidratados. Las formulas se expresan usualmente como suma de óxidos por ejemplo:



En la expresión anterior tenemos la formación del silicato tricalcico, la última expresión es la forma simplificada más usada para la denominación de estos compuestos. Estos compuestos se forman en el interior del horno cuando

la temperatura alcanza el punto en que la mezcla cruda se transforma en un líquido pastoso, que al enfriarse da origen a sustancias cristalinas de los primeros compuestos citados, rodeados por un material intersticial que contiene  $C_4AF$  y otros compuestos secundarios.

Estos compuestos, denominados potenciales, no son verdaderos compuestos en el sentido químico pues no se encuentran aislados sino en fases las que contienen algunas impurezas, sin embargo las proporciones calculadas de estos compuestos revelan valiosa información en cuanto a las propiedades del cemento.

#### **2.2.1.1.1. Silicato tricálcico ( $C_3S$ ).**-

También denominado Alita, es la fase principal en la mayoría de los clinker Portland, y se compone de 73.7% de cal y 26.3% de ácido silícico. Este compuesto presenta cristales poligonales bien formados, con dimensiones que varían según el grado de cristalización, siendo bien desarrollados cuando la cocción ha tenido lugar a temperatura suficientemente elevada y durante bastante tiempo, así como en presencia de una cantidad adecuada de fase líquida.

El silicato tricálcico contribuye de manera muy importante a las resistencias iniciales, siendo su velocidad de hidratación alta, así también desarrolla un alto calor de hidratación, se estima que su calor de hidratación completa es de 120 cal/gr.

Experimentalmente se ha comprobado que los concretos elaborados con cementos con mayor porcentaje de silicato tricálcico presentan una mejor acción a los ciclos de hielo y deshielo. Se recomienda su uso en zonas de climas fríos dado su alto calor de hidratación, sin embargo no en construcciones masivas por la baja estabilidad volumétrica que pueden producir.

#### **2.2.1.1.2. Silicato bicálcico (C<sub>2</sub>S).-**

También denominado Belita, es la segunda fase en importancia en el clinker, y se compone de 65.1% de cal y 34.9% de ácido silícico. Este compuesto presenta cristales relativamente anchos, de contornos redondeados y tamaño variable.

El silicato bicálcico tiene una lenta velocidad de hidratación y desarrollo de calor bajo, 62 cal/gr, dada su lenta velocidad de endurecimiento, la contribución del silicato bicálcico a las resistencias iniciales es muy pequeña, siendo su efecto posterior la fuente principal de resistencia. Su estabilidad química es bastante buena, por lo que el uso de cementos con alto contenido de silicato bicálcico para producir concretos resistentes al ataque de sulfatos es muy recomendable.

#### **2.2.1.1.3. Aluminato tricálcico (C<sub>3</sub>A).-**

El aluminato tricálcico se compone de 62.3% de cal y 37.7% de alúmina. Este compuesto presenta un color oscuro ante el examen microscópico del clinker, después de los álcalis, los aluminatos son los compuestos del cemento que primero reaccionan con el agua. Su fraguado ocurre a una velocidad de hidratación muy alta, hasta el punto de ser casi instantáneo, es por esta razón

que la adición de sulfato de calcio se hace necesaria para controlar esta velocidad de hidratación.

El aluminato tricálcico contribuye en las resistencias durante las primeras horas, su calor de hidratación es muy elevado 207 cal/gr.

Tanto la resistencia del concreto a ciclos de hielo y deshielo así como su resistencia al ataque de sulfatos tiende a disminuir conforme se incrementa el contenido de aluminato tricálcico en el cemento. El aluminato tricálcico es muy sensible a la acción de sulfatos y cloruros, debido a la formación de sales del tipo sulfoaluminatos y cloroaluminatos, la formación de estas sales es de carácter expansivo, pudiendo originar agrietamiento y desintegración del concreto. La forma de ataque es por reacción del sulfato de calcio con el hidroaluminato tricálcico resultante de la hidratación del aluminato tricálcico, favoreciendo la formación del llamado bacilo del cemento químicamente sulfoaluminato de calcio hidratado, este compuesto es la causa de las formas más peligrosas de corrosión del concreto. Se recomienda un contenido máximo de aluminato tricálcico es del orden de 7%.

#### **2.2.1.1.4. Ferroaluminato tetracálcico (C<sub>3</sub>A).-**

El ferroaluminato tetracálcico se compone de 46.1% de cal, 21% de alúmina y 32.9% de óxido de hierro. También es denominado Celita clara o Ferrito. Este compuesto presenta un calor de hidratación de 100 cal/gr y una alta estabilidad química, los cementos ricos en este compuesto tienen

condiciones de empleo específicas en todos aquellos casos en que importe más la durabilidad frente a los agresivos químicos que las resistencias mecánicas.

### 2.2.1.2. Características químicas de los cementos YURA.-

TABLA 2.3. Especificaciones químicas para el cemento Pórtland YURA tipo I

DESCRIPCION	YURA I
Dióxido de Silicio + RI ( $\text{SiO}_2 + \text{Ri}$ )	21.72
Oxido de Aluminio, $\text{Al}_2\text{O}_3$	3.97
Oxido Ferrico, $\text{Fe}_2\text{O}_3$ %	3.41
Oxido de calcio, $\text{CaO}$ %	64.90
Oxido de magnesio, $\text{MgO}$ , %	2.21
Trioxido de Azufre, $\text{SO}_3$ , %	2.04
Perdida por calcinación, PF. %	0.59
Residuo Insoluble, R.I.,%	0.70
Cal libre	0.90

TABLA 2.4. Especificaciones químicas para el cemento Pórtland YURA tipo IP

DESCRIPCION	YURA IP
Dióxido de Silicio + RI ( $\text{SiO}_2 + \text{Ri}$ )	36.64
Oxido de Aluminio, $\text{Al}_2\text{O}_3$	7.14
Oxido Ferrico, $\text{Fe}_2\text{O}_3$ %	3.00
Oxido de calcio, $\text{CaO}$ %	44.75
Oxido de magnesio, $\text{MgO}$ , %	1.75
Trioxido de Azufre, $\text{SO}_3$ , %	1.75
Perdida por calcinación, PF. %	1.41
Residuo Insoluble, R.I.,%	-
Cal libre	-

### 2.2.1.3. Análisis semicuantitativo por microscopia de los cementos YURA.-

Mediante el uso de un microscopio electrónico se realizó el análisis semicuantitativo de los cementos comercializados en la región, como son el cemento tipo I y el cemento tipo IP. En las siguientes tablas se muestran los resultados obtenidos del análisis, así como las características dadas por cementos YURA para ambos tipos de cementos.

TABLA 2.3. Características químicas obtenidas del análisis semi-cuantitativo y características dadas por los fabricantes para el cemento YURA tipo I.

DESCRIPCION	Análisis semi-cuantitativo	Datos de los fabricantes
Dióxido de Silicio + RI ( $\text{SiO}_2 + \text{Ri}$ )	18.75	21.72
Oxido de Aluminio, $\text{Al}_2\text{O}_3$	4.03	3.97
Oxido Ferrico, $\text{Fe}_2\text{O}_3$ %	3.84	3.41
Oxido de calcio, $\text{CaO}$ %	65.13	64.90
Oxido de magnesio, $\text{MgO}$ , %	2.13	2.21
Trióxido de Azufre, $\text{SO}_3$ , %	3.93	2.04
Perdida por calcinación, PF. %	-	0.59
Residuo Insoluble, R.I., %	-	0.70
Cal libre	-	0.90
Oxido de Potasio, %	2.19	-

Los resultados del análisis semi-cuantitativo por microscopia muestran una aproximación bastante buena a los datos proporcionados por los fabricantes de cemento, cabe mencionar que a diferencia del análisis por rayos X, el cual es empleado por los fabricantes para la producción del cemento, el análisis semi-cuantitativo presenta un mayor error en su determinación de la cantidad de cada uno de los compuestos. En la siguiente figura observamos el espectro producido durante el análisis para el cemento YURA tipo I.

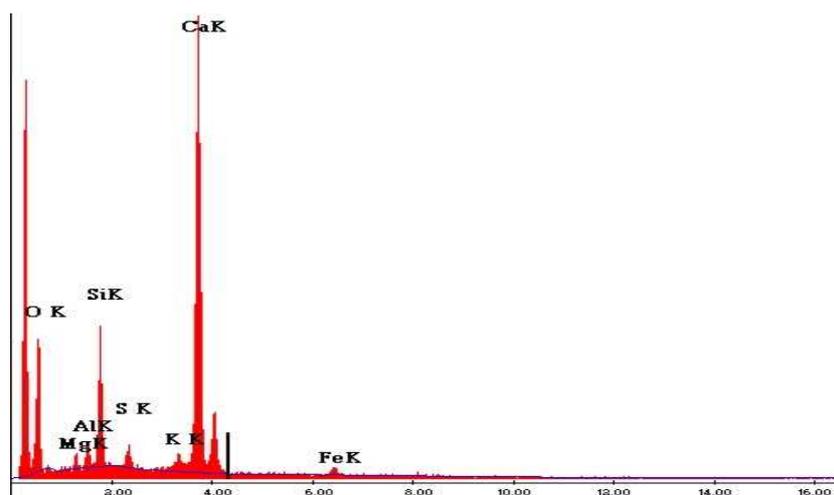


Fig. 2.1. Espectro de análisis semi-cuantitativo para el cemento tipo I.

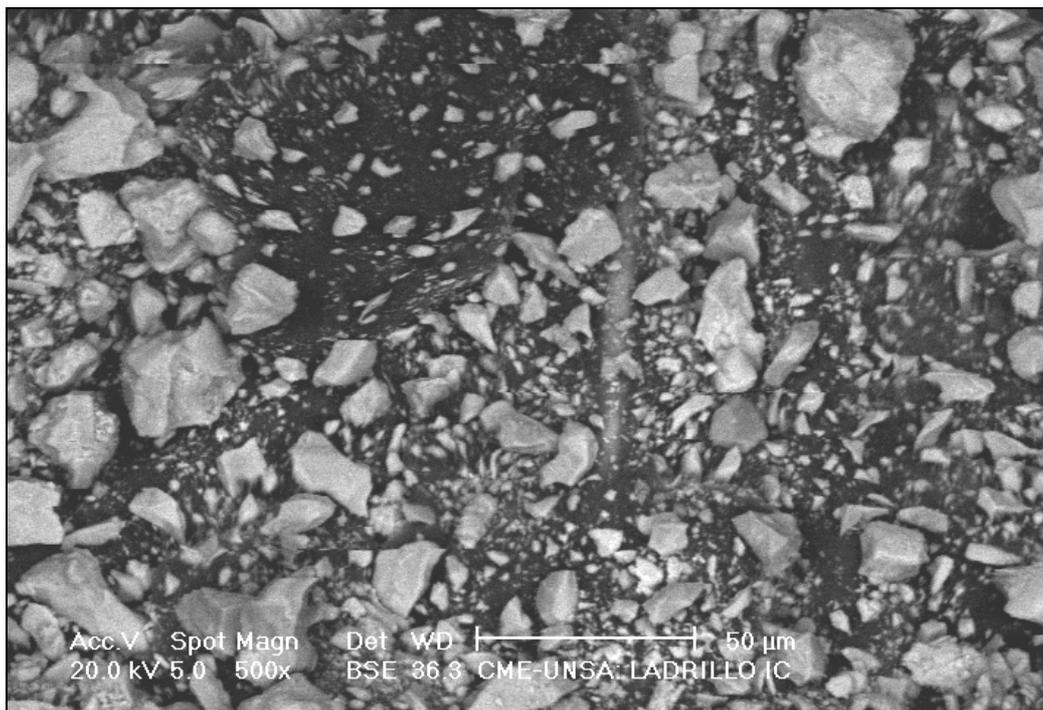


Fig. 2.2. Fotografía obtenida por microscopia del cemento YURA tipo I.

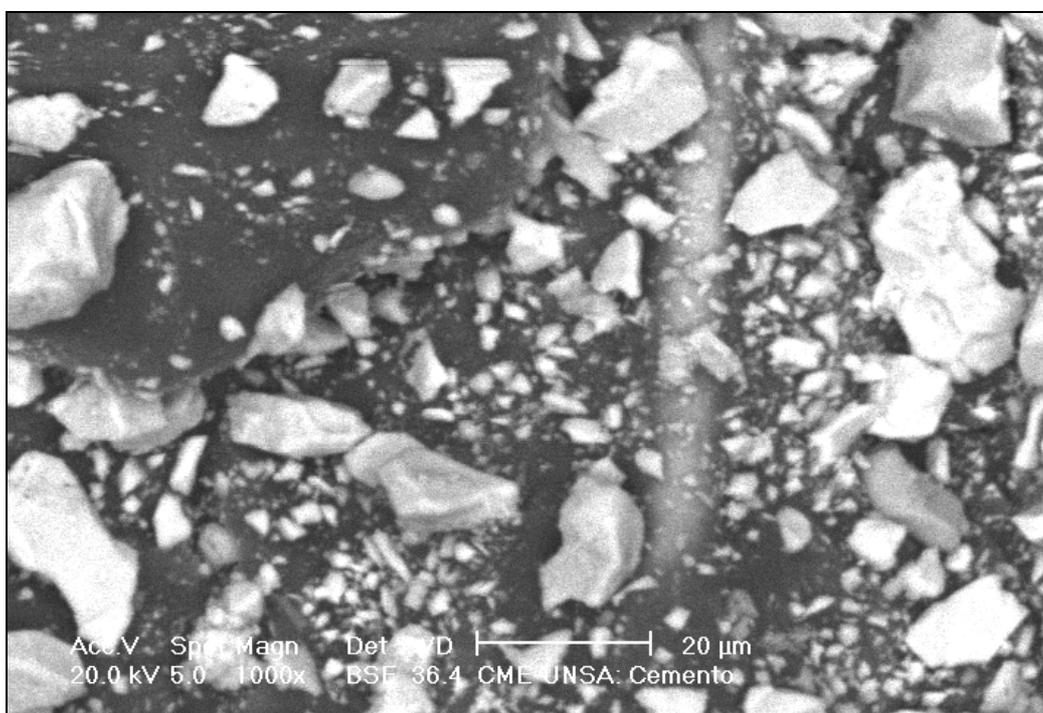


Fig. 2.3. Fotografía obtenida por microscopia del cemento YURA tipo I.

TABLA 2.4. Características químicas obtenidas del análisis semi-cuantitativo y características dadas por los fabricantes para el cemento YURA tipo IP.

DESCRIPCION	Análisis semi-cuantitativo	Datos de los fabricantes
Dióxido de Silicio + RI ( $\text{SiO}_2 + \text{Ri}$ )	37.70	36.64
Oxido de Aluminio, $\text{Al}_2\text{O}_3$	8.11	7.14
Oxido Ferrico, $\text{Fe}_2\text{O}_3$ %	4.00	3.00
Oxido de calcio, $\text{CaO}$ %	41.80	44.75
Oxido de magnesio, $\text{MgO}$ , %	0.75	1.75
Trioxido de Azufre, $\text{SO}_3$ , %	3.91	1.75
Perdida por calcinación, PF. %	-	1.41
Oxido de Sodio, $\text{Na}_2\text{O}$ , %	1.17	-
Oxido de Potasio, $\text{K}_2\text{O}$ , %	2.56	-

Al igual que para el cemento tipo I los resultados para el cemento tipo IP, muestran bastante correlación, sin embargo es necesario destacar la presencia de álcalis en el cemento tipo IP, según el análisis semi-cuantitativo.

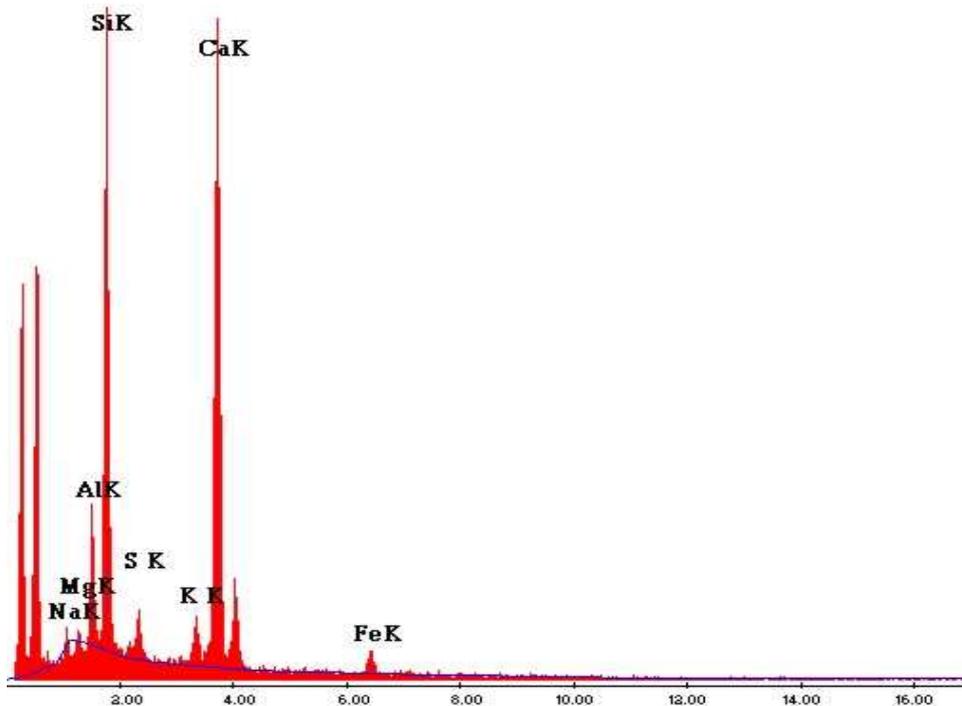


Fig. 2.4. Espectro de análisis semi-cuantitativo para el cemento tipo IP.

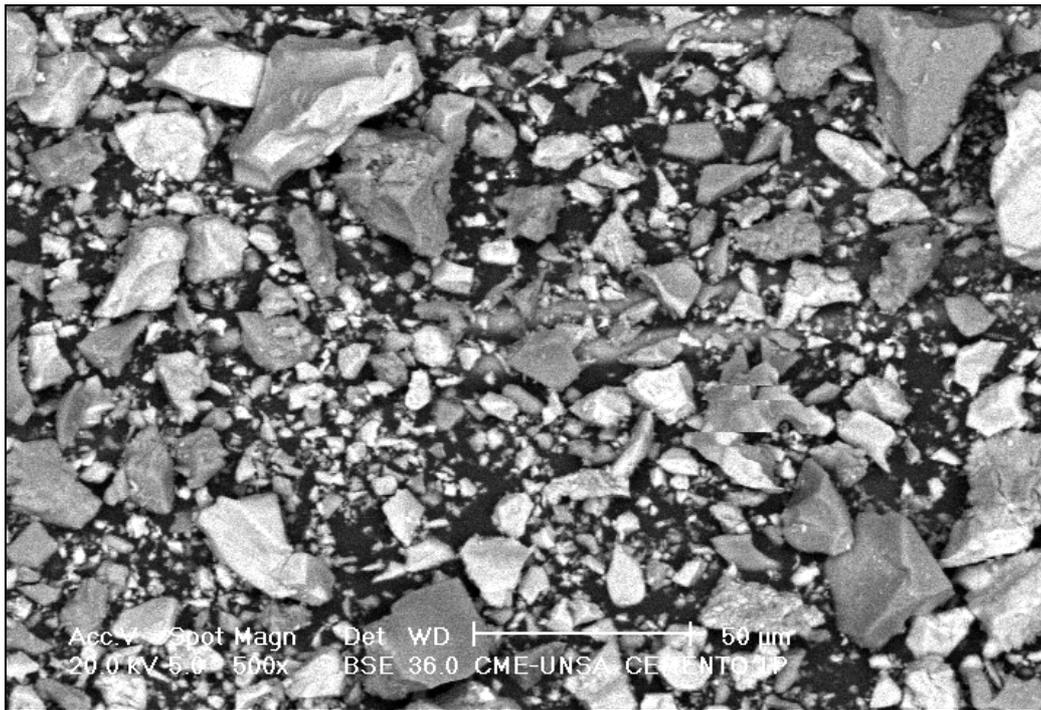


Fig. 2.5. Fotografía obtenida por microscopia del cemento YURA tipo IP.

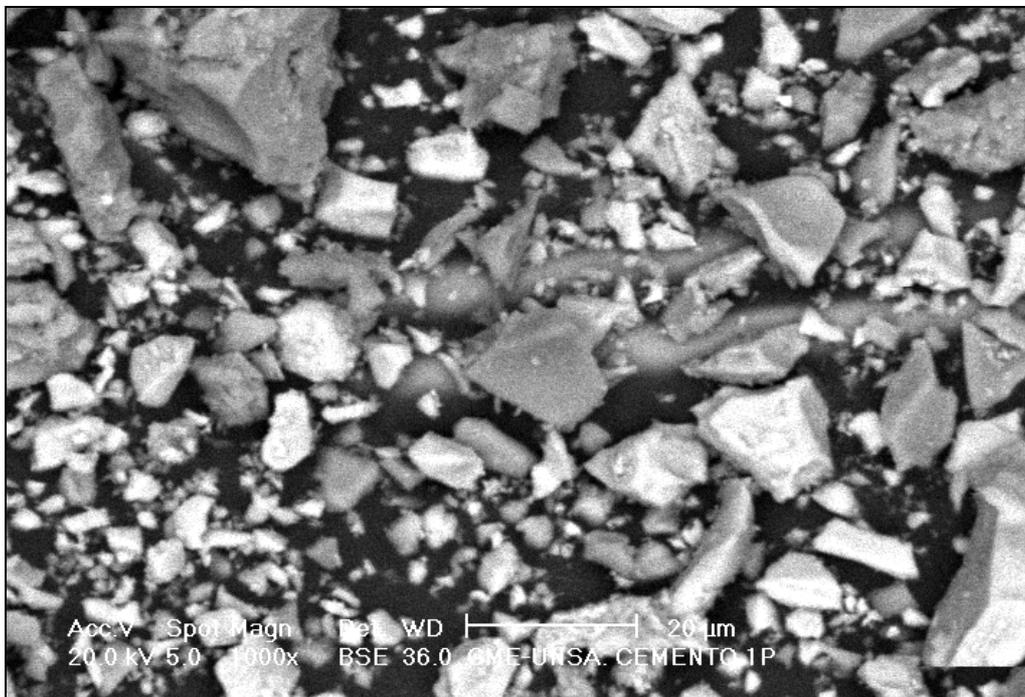


Fig. 2.6. Fotografía obtenida por microscopia del cemento YURA tipo IP.

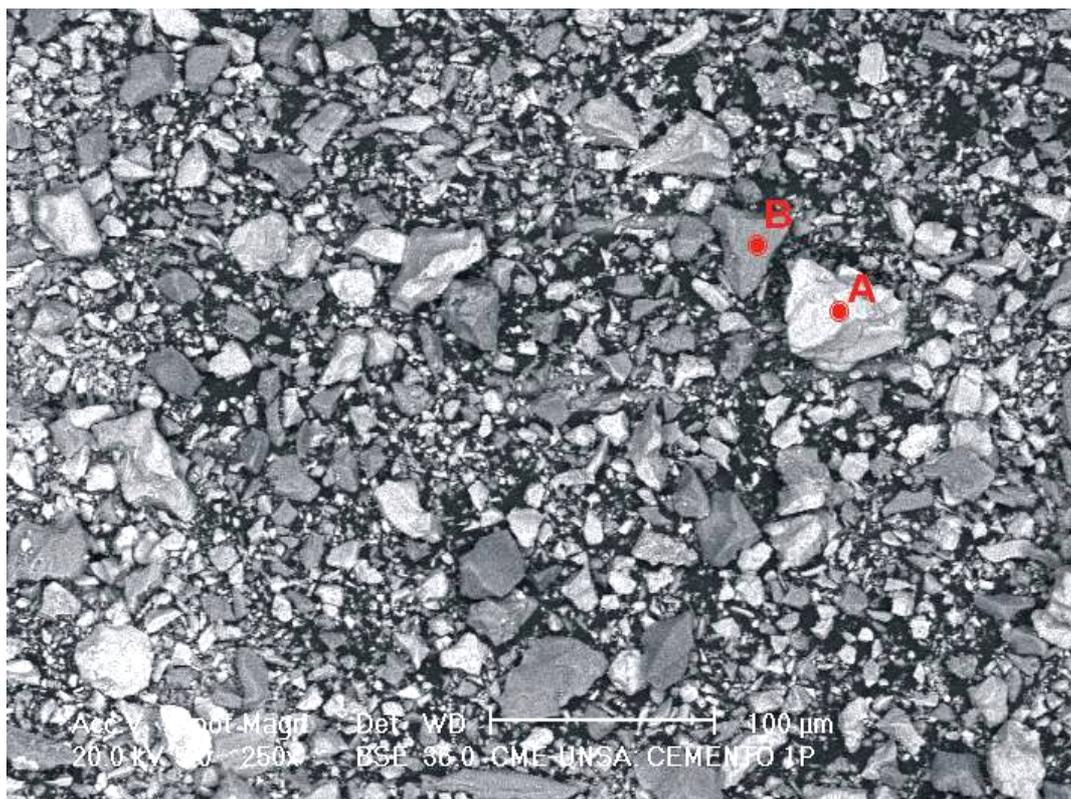


Fig. 2.7. Fotografía obtenida por microscopia del cemento YURA tipo IP para el análisis puntual.

TABLA 2.5. Análisis semi-cuantitativo del punto A mostrado en la Fig. 2.7. para el cemento YURA tipo IP.

DESCRIPCION	Análisis semi-cuantitativo
Dióxido de Silicio, SiO <sub>2</sub>	30.47
Oxido Ferrico, Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> %	1.87
Oxido de calcio, CaO %	67.66

Del análisis de los datos obtenidos para la partícula señalada con el punto A, podemos decir que se trata de un silicato bicálcico, dada su composición muy próxima a lo especificado anteriormente.

TABLA 2.6. Análisis semi-cuantitativo del punto B mostrado en la Fig. 2.7. para el cemento YURA tipo IP.

DESCRIPCION	Análisis semi-cuantitativo
Dióxido de Silicio, SiO <sub>2</sub>	76.87
Oxido Ferrico, Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> %	1.71
Oxido de Aluminio, Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> , %	13.69
Oxido de sodio Na <sub>2</sub> O, %	1.57
Oxido de potasio, K <sub>2</sub> O %	6.16

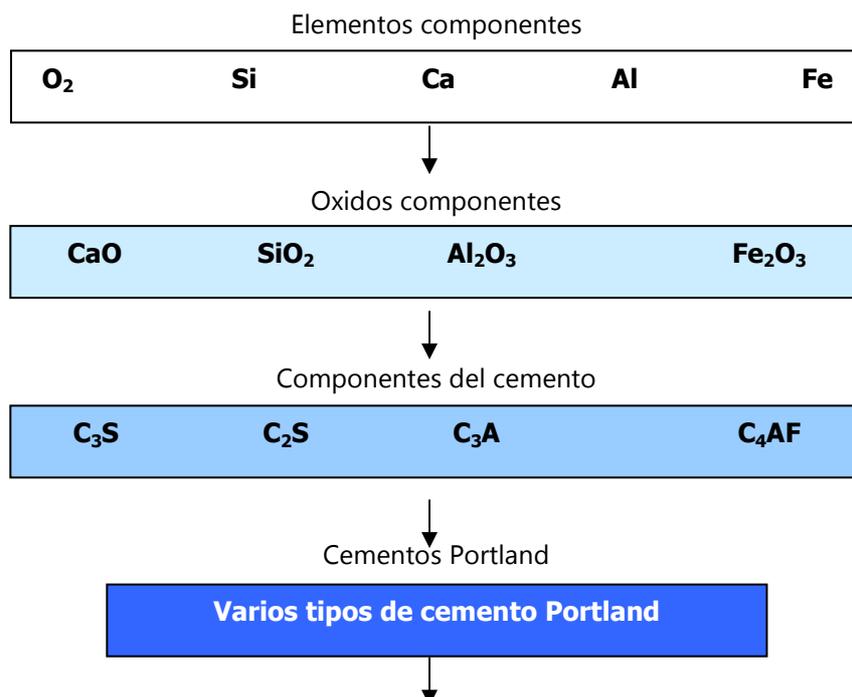
Del análisis de los datos obtenidos para la partícula señalada con el punto B, podemos decir que está constituida por mayormente por sílice y alumina, no existiendo calcio en su composición, y destacando la presencia de álcalis.

#### 2.2.1.4. Comentario acerca de las forma y textura del cemento YURA..-

En las fotografías se puede observar la forma angulosa de las partículas de cemento además de notarse una textura lisa granular, esta forma y textura se asemeja bastante a los agregados chancados, en esta hipótesis comprobada con las fotografías se basa las teorías acerca del acomodo de los granos del cemento como parte adicional del esqueleto granular.

#### 2.2.1.5. Hidratación del cemento.-

La reacción mediante la cual el cemento Portland se transforma en un agente de enlace, se produce en una pasta de cemento y agua, generada por los procesos químicos responsables de la formación de compuestos. En otras palabras, en presencia del agua los silicatos y aluminatos forman productos de hidratación, los cuales, con el paso del tiempo, producen una masa firme y dura que se conoce como pasta de cemento endurecida. En la figura 2.8 se puede observar la secuencia de la formación e hidratación del cemento Portland.



## Productos de hidratación

Gel

Ca(OH)<sub>2</sub>

Fig. 2.8. Representación esquemática de la formación e hidratación del cemento Pórtland..

La hidratación comienza en los granos de cemento después de cierto tiempo de estar en contacto con el agua en la superficie de las partículas de cemento, similarmente a la corrosión de un metal. Luego con el tiempo, esta superficie de reacción se mueve gradualmente mas profundamente en el interior de la partícula de cemento. Al entrar en contacto con la parte no hidratada de las partículas el agua reacciona con esta y disuelve una porción. Esta solución difusa supersaturada sale de la superficie de reacción hacia los poros mas grandes (capilares) a través de los muy pequeños poros (gel) de la malla de sólidos creada inicialmente por los productos de la hidratación. Estos nuevos productos de la hidratación precipitan en la solución en el aire o en los poros llenos de agua que son lo suficientemente largos para permitir la nucleación de una nueva fase sólida y formar una superficie floculante. Además el material hidratado puede ser categorizado como interior y exterior, siendo el interior una estructura más densa que la exterior, a pesar de que su composición es casi la misma (fig.2.9).

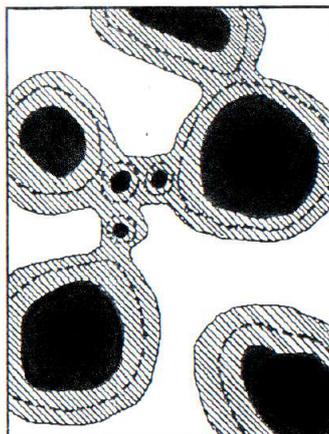


Fig. 2.9. Esquema bidimensional del proceso de hidratación de las partículas de cemento Pórtland en una pasta compacta a edad temprana. Las líneas punteadas representan la superficie original de las partículas, el área rayada los productos de la hidratación, y las áreas

negras la porción remanente no hidratada de las partículas; el área blanca, los poros capilares llenos con agua:

Cualquiera que sea la forma de precipitación de los productos de la hidratación, la velocidad de hidratación disminuye continuamente, de modo que, aun después de transcurrido mucho tiempo, permanece una buena cantidad de cemento deshidratado.

Las propiedades físicas de los hidratos de silicato de calcio revisten interés en relación con las propiedades de fraguado y endurecimiento del cemento. Estos hidratos suelen describirse como amorfos, mientras que el  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  liberado por la hidrólisis de los silicatos de calcio forma placas hexagonales delgadas, frecuentemente de varias decenas de  $\mu\text{m}$  de ancho, pero posteriormente se fusionan en un depósito masivo.

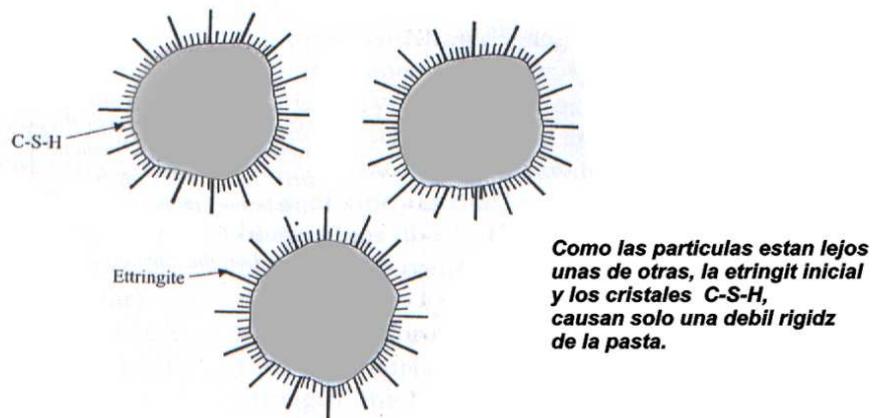


Fig. 2.10. Pasta de cemento hidratada:  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  y C-S-H.

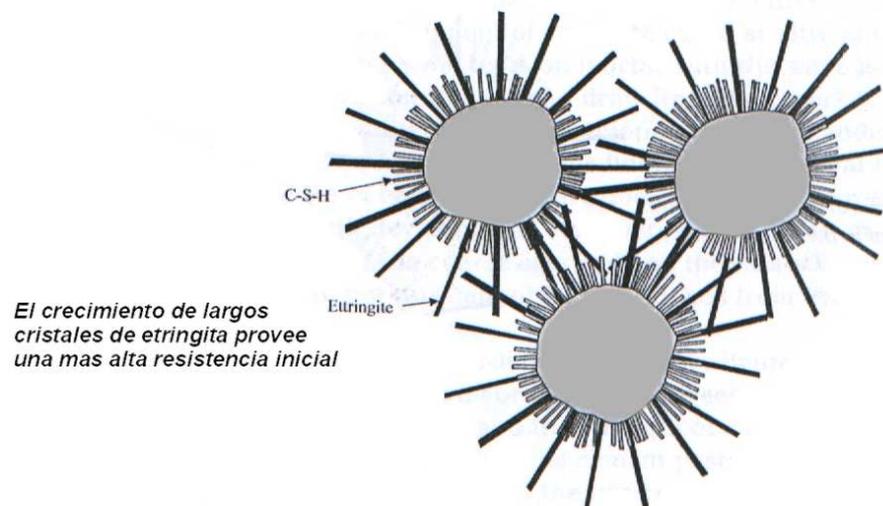
Es interesante describir el rol del  $\text{C}_3\text{A}$  durante la hidratación del cemento, si bien un contenido elevado de este compuesto puede producir una pérdida rápida de trabajabilidad por el rápido crecimiento de sus hidratos (etringita), entre las partículas de cemento, cuando se usa relaciones agua/cemento bajas; un efecto muy interesante se da cuando es usado en relaciones agua cemento altas, un cemento con un alto contenido de  $\text{C}_3\text{A}$  tendrá mayores resistencias

iniciales que uno con bajo contenido de  $C_3A$ , este proceso se describe esquemáticamente en las figuras 2.11 y 2.12.

Podemos a través de los esquemas mostrados en la Fig 2.10 y 2.11 describir el mecanismo por el cual las mezclas con menor relación agua/cemento obtienen mayor resistencia mecánica, pues dada una menor cantidad de agua la separación entre partículas será menor y habrá mayor enlace entre los C-S-H de las partículas de cemento, produciendo una mayor adherencia entre ellas.



(a) Hidratación inicial - Periodo inactivo



(b) Fraguado y endurecimiento (no se muestran los cristales de  $Ca(OH)_2$ )

Fig. 2.11. Representación esquemática de la hidratación de la pasta con una alta relación a/c hecha con un cemento Pórtland con alto contenido  $C_3A$ .

### 2.2.1.6. Estructura de la pasta de cemento fresca:

La estructura de la pasta de cemento fresca tiene los mayores efectos en la estructura y propiedades de la pasta endurecida. La estructura inicial parece depender de las fracciones volumétricas, granulometría, composición química y la presencia de aditivos. Esta estructura hace plástica a la pasta, sin perder continuidad y reteniendo una forma. Esto por que las partículas de cemento y las burbujas de aire están dispersas en una solución acuosa, y especialmente por que las fuerzas interparticulares tienden a unir las partículas. Esto también causa un estado de floculación en la pasta de cemento. Específicamente, el estado plástico es debido a la coexistencia de fuerzas de atracción y repulsión entre las partículas de cemento. La atracción es debida a un amplio rango de fuerzas intermoleculares conocidas como fuerzas de Van der Waals. Las fuerzas de repulsión son debidas a:

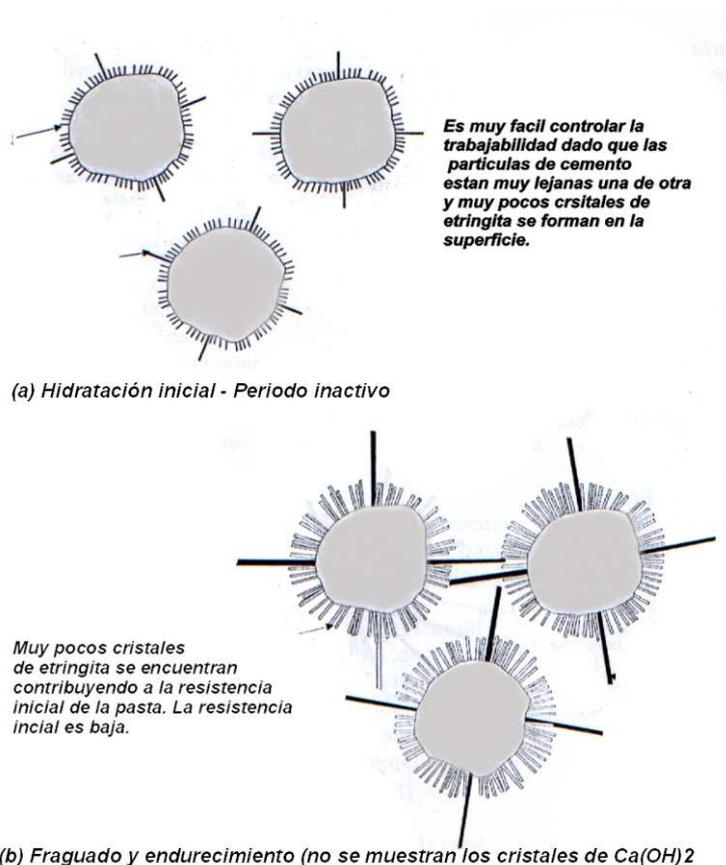


Fig. 2.12. Desventajas del uso de un cemento Pórtland con bajo contenido  $\text{C}_3\text{A}$  con una alta relación a/c .

- La repulsión electrostática que es causada por los iones negativos que se encuentran sostenidos por iones positivos cerca de cada partícula de cemento por iones positivos selectivamente absorbidos de la solución acuosa circundante.
- Las moléculas de agua absorbidas que cubren la superficie de las partículas de cemento.

Como resultado de estas fuerzas de oposición, el sistema de partículas logra un equilibrio, el cual hace capaz a la pasta de mostrar cierta firmeza o resistencia al corte, pero en un bajo grado.

La pasta de cemento puede ser ablandada por disminución de los acomodados potenciales. Esto puede ser realizado usando mas agua o un agente activador de superficie (aditivos plastificantes y superplastificantes) el cual es capaz de incrementar la repulsión.

Resumiendo la pasta de cemento puede ser considerada como una suspensión concentrada de partículas dispersas o como sólido poroso permeable y débil conteniendo capilares llenados con una solución acuosa.

#### **2.2.1.7. Volúmenes de productos de hidratación:**

Como se menciona anteriormente la pasta de cemento fresca es una suspensión de partículas de cemento en agua, por lo cual el espacio total disponible para los productos de hidratación está compuesto por el volumen absoluto del cemento seco junto al volumen de agua que se añade a la mezcla. Durante la hidratación el volumen de los productos de hidratación es menor que la suma de los volúmenes originales de agua y cemento, según los cálculos realizados por Neville, es necesario una relación agua/cemento de 0.36 para alcanzar la hidratación total del cemento, sin embargo esta relación suele ser

muy baja por los cambios ocasionados en el volumen por procesos como la exudación y la evaporación, otros investigadores recomiendan el valor de 0.38. Entonces en relaciones agua / cemento menores a 0.38 tendremos cemento que nunca llegara a hidratarse, es necesario agregar que este cemento no hidratado no es perjudicial a la resistencia y, de hecho, entre pastas que tienen una relación gel/espacio igual a 1.0, y las que tienen mayor proporción de cemento no hidratado (es decir, una relación menor agua/cemento) tienen mayor resistencia, posiblemente debido a que en esas pastas las capas de pasta hidratada que rodean los granos no hidratados son más delgadas. Abrams obtuvo resistencias del orden de  $2\ 810\ \text{kg/cm}^2$  (280 MPa) para mezclas con relación agua/cemento de 0.08 por peso. Sin embargo, está claro que con tales proporciones se necesita considerable presión para obtener una mezcla compactada de manera adecuada.

#### **2.2.1.8. Estructura del pasta de cemento endurecida:**

Muchas de las propiedades mecánicas del cemento y del concreto endurecidos parecen depender no tanto de la composición química del cemento hidratado, sino más bien de la estructura física de los productos de hidratación, vistos a nivel de sus dimensiones coloidales. Por esta razón, es importante tener una imagen clara de las propiedades físicas del gel de cemento.

La pasta de cemento fresco es una retícula plástica de partículas de cemento en agua, pero una vez que la pasta ha fraguado, su volumen aparente o bruto permanece aproximadamente constante. En cualquier etapa de hidratación la pasta endurecida consta de hidratos de varios compuestos, denominados colectivamente como gel de cristales de  $\text{Ca(OH)}_2$ , algunos componentes menores, cemento no hidratado y residuos de los espacios rellenos de agua en la pasta fresca. Estos huecos se denominan poros capilares, pero dentro del gel mismo existen huecos intersticiales llamados poros de gel. Por lo tanto, en una pasta deshidratada hay dos clases distintas de poros, que se representan en

forma esquemática en la figura 2.12 y que se describen mas ampliamente posteriormente.

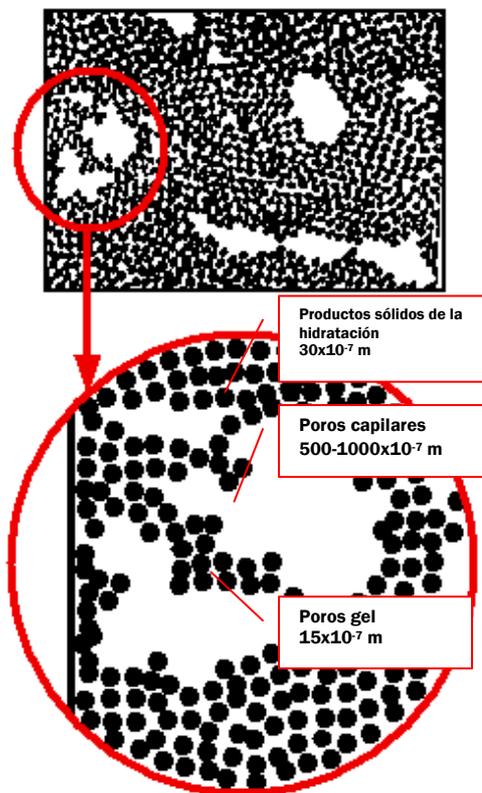


Fig. 2.13. Modelo simplificado de la estructura de la pasta.

Puesto que la mayoría de los productos de hidratación son coloidales la relación por peso de los hidratos de silicato de calcio con el  $CA(OH)_2$  es de 7:2, el área superficial de la fase sólida aumenta enormemente durante la hidratación, y gran cantidad de agua libre es adsorbida en esta superficie. Si no se permite el movimiento de agua hacia la pasta de cemento o desde ella, las reacciones de hidratación consumen el agua, hasta que queda demasiado poca para saturar la superficie sólida, lo cual disminuye la humedad relativa dentro de la pasta; esto se conoce como autodesecación. Puesto que el gel sólo se

puede formar en espacios llenos de agua, la autodesecación causa una hidratación menor, comparada con la de una pasta curada en humedad, este ultimo concepto adopta especial importancia en los concretos con bajas relaciones agua/cemento, es por esta razón que se adicionan otros materiales, para reducir la cantidad de cemento y lograr una adecuada estabilidad volumétrica.

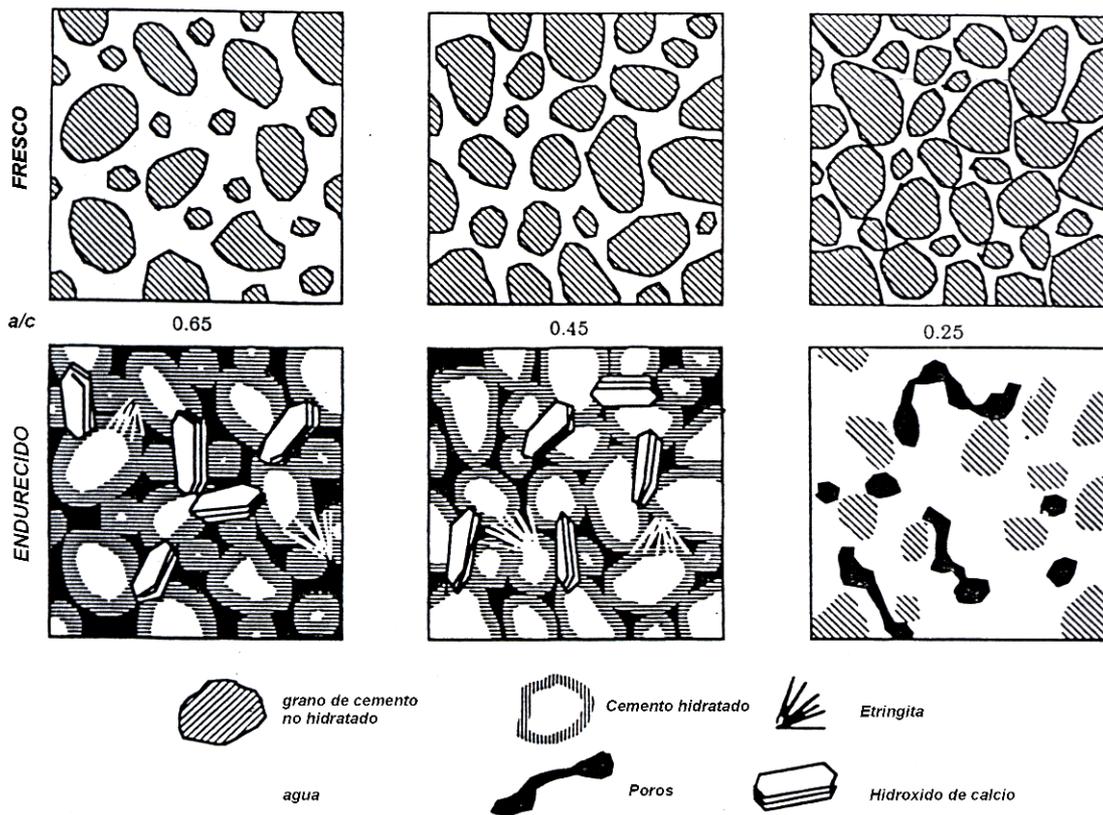


Fig. 2.14. Composición de la pasta de cemento fresca y endurecida en la máxima hidratación para varias relaciones a/c .

### 2.2.1.9. Porosidad en la pasta de cemento:

- **Poros capilares**

En cualquier estado de hidratación los poros capilares representan la parte del volumen bruto que no ha sido llenado por los productos de hidratación. Puesto que estos productos ocupan más del doble del volumen de la fase original sólida (es decir, el cemento), el volumen del sistema capilar se reduce a medida que avanza la hidratación.

La porosidad capilar de la pasta depende tanto de la relación agua/cemento de la mezcla como del grado de hidratación. La velocidad de hidratación del cemento no tiene importancia por sí misma, pero el tipo de cemento influye en el grado de hidratación alcanzado a determinada edad. Como se mencionó anteriormente, una relación de agua/cemento superior a cerca de 0.38 de volumen de gel no es suficiente para llenar todos los espacios

disponibles, por lo cual quedarán volúmenes de poros capilares incluso después de haberse completado el proceso de hidratación.

Los poros capilares no pueden verse directamente, pero su tamaño se ha calculado por medio de medidas de presión de vapor, y se suponen del orden de alrededor de 1.3  $\mu\text{m}$ . Su forma es variable, pero como está de mostrado por la medición de permeabilidad, forman un sistema interconectado con distribución aleatoria a través de la pasta de cemento.

Los poros capilares interconectados constituyen la causa principal de la permeabilidad de la pasta de cemento endurecida, así como de su vulnerabilidad a las heladas.

- ***Poros del gel***

El gel es poroso desde que el puede retener agua evaporable, pero sus poros son realmente espacios intersticiales interconectados en las partículas de gel. Los poros de gel son mucho más pequeños que los capilares: tienen entre 15 y 20  $\text{Å}$  de diámetro equivalentes a una molécula de agua. Por esta razón, la presión del vapor y la movilidad del agua adsorbida son diferentes a las propiedades correspondientes del agua libre. La cantidad de agua reversible indica directamente la porosidad del gel.

Los poros del gel ocupan alrededor de un 25 a 28% del volumen total del gel. El valor real es característico para un cemento dado pero, en gran parte, es independiente de la relación agua/cemento de la mezcla y del avance de la hidratación. Esto indicaría que se forma gel de propiedades similares en todas las etapas y que una hidratación continua no afecta los productos ya existentes. De este modo, al aumentar el volumen total de gel con el avance de la hidratación, el volumen total de los poros del gel también aumenta. Por otra parte, como ya se ha mencionado, el volumen de los poros capilares disminuye al avanzar la hidratación.

A partir de medidas de adsorción de agua, se ha estimado la superficie específica del gel en el orden de  $5.5 \times 10^8 \text{ m}^2 \times \text{m}^3$ , o aproximadamente 200

000 m<sup>2</sup>/kg. Las mediciones recientes con dispersión de rayos X de ángulo reducido, proporcionaron valores del orden de 600 000 m<sup>2</sup>/kg, indicando con esto la existencia de una gran superficie interna dentro de las partículas. Por el contrario, el cemento no hidratado tiene una superficie específica de 200 a 500 m<sup>2</sup>/kg.

TABLA 2.7. Clasificación de los poros de la pasta de cemento de acuerdo al tamaño.

Designación	Diámetro	Descripción	Propiedades afectadas
Poros Capilares	> 50 nm	Capilares grandes	Resistencia, permeabilidad
	10 – 50 nm	Capilares medianos	Resistencia, permeabilidad, contracción
Poros Gel	2.5 – 10 nm	Pequeños capilares	Contracción
	0.5 – 2.5 nm	Microporos	Contracción y flujo
	< 0.5 nm	Espacios entre capas	Contracción y flujo

#### 2.2.1.10. Calor de hidratación del cemento

El proceso de hidratación es un proceso exotérmico, lo cual hace que los concretos al fraguar y endurecer aumenten de temperatura; este incremento es importante en concretos masivos, debido a que cuando ha ocurrido el fraguado y se inicia el descenso térmico, se origina contracción del material, que puede conducir a graves agrietamientos. Este mismo efecto es uno de los principales problemas en los concretos con bajas relaciones de agua/cemento, dado que la cantidad de cemento se incremento y consecuentemente la temperatura del concreto también se incrementa, esta es una de las razones para el uso de adiciones reemplazando a porcentajes del concreto.

El calor de hidratación es la cantidad de calor, en calorías por gramo de cemento deshidratado, después de una hidratación completa a una temperatura dada. El calor de hidratación depende de la composición química del cemento y es aproximadamente igual a la suma de los calores de sus componentes.

## **2.2.2. Propiedades físicas y mecánicas.-**

Las propiedades físicas y mecánicas del cemento Pórtland permiten complementar las propiedades químicas y conocer otros aspectos de su bondad como material cementante.

### **2.2.2.1. Peso específico.-**

El peso específico del cemento corresponde al material en estado compacto. Su valor suele variar para los cementos Pórtland normales entre 3.0 y 3.2. En el caso de cementos adicionados el valor es menor de 3.0 y depende de la finura del material adicionado.

Es por su menor peso específico que los cementos Pórtland adicionados proporcionan una mayor cantidad de pasta para un mismo peso de cemento, esto mejora las características de trabajabilidad de los concretos elaborados con estos cementos.

### **2.2.2.2. Superficie específica (finura).-**

La finura de un cemento es función del grado de molienda del mismo y está íntimamente ligado a su valor hidráulico. Puesto que la hidratación de los granos de cemento ocurre desde la superficie hacia el interior, el área superficial total de las partículas de cemento constituyen el material de hidratación. La importancia de la finura de un cemento radica en la influencia que puede tener sobre la velocidad de hidratación, la resistencia inicial y el calor generado.

La fragua de los cementos es más rápida y el agrietamiento más temprano conforme son más finos. La exudación disminuye conforme la fineza se incrementa; y la absorción se incrementa con el grosor del grano.

La resistencia a la compresión se incrementa más que la resistencia a la tensión conforme aumenta la fineza del cemento. La resistencia a la compresión está relacionada a la resistencia a la flexión como la raíz cuadrada de la superficie específica. La contracción parece ser una función lineal de la superficie específica y el agrietamiento puede relacionarse con el grado de desarrollo de resistencia del concreto y en general, los cementos que ganan

rápida y su resistencia son los más propensos a agrietarse. Al aumentar la fineza de cualquier cemento aumenta su velocidad para desarrollar resistencia y así indirectamente, el riesgo de grietas por contracción.

Troxell ha encontrado que la parte más activa de un cemento es el material de diámetro menor de 10 a 15 micrones. Y desde que el área superficial varía con el cuadrado del diámetro de una partícula, un incremento de material en esta amplitud de tamaños es mucho más efectiva en el incremento de la superficie específica, y por tanto de la actividad de un cemento, que una correspondiente reducción en algunas de las fracciones más gruesas.

Para determinar la finura de un cemento existen diferentes métodos entre ellos tenemos: el prueba de Blaine y el turbidímetro Wagner.

#### **2.2.2.3. Fraguado.-**

Este es el término utilizado para describir la rigidez de la pasta del cemento, aun cuando la definición de rigidez de la pasta puede considerarse un poco arbitraria. En términos generales el fraguado se refiere a un cambio del estado fluido al estado rígido. Aunque durante el fraguado la pasta adquiere cierta resistencia, para efectos prácticos es conveniente distinguir el fraguado del endurecimiento, pues este último término se refiere al incremento de resistencia de una pasta de cemento fraguada.

El proceso de fraguado va acompañado de cambios de temperatura en la pasta del cemento: el fraguado inicial corresponde a un rápido aumento en temperatura y el final, al máximo de temperatura. En este momento también se produce una fuerte caída en la conductividad eléctrica, por lo que se han realizado algunos intentos de medir el fraguado por medios eléctricos.

#### **2.2.2.4. Resistencias mecánicas.-**

La resistencia mecánica del cemento endurecido es la propiedad del material que posiblemente resulta más obvia en cuanto a los requisitos para usos estructurales. Por lo tanto, no es sorprendente que las pruebas de resistencia estén indicadas en todas las especificaciones del cemento.

La resistencia de un cemento es función de su fineza, composición química, grado de hidratación, así como del contenido de agua de la pasta. La velocidad de desarrollo de la resistencia es mayor durante el periodo inicial de endurecimiento y tiende a disminuir gradualmente en el tiempo. El valor de la resistencia a los 28 días se considera como la resistencia del cemento. Anteriormente se ha indicado, de que manera se desarrolla el proceso de endurecimiento del cemento.

#### 2.2.2.5. Compacidad de los cementos.-

La compacidad es una característica usualmente asociada a la mecánica de suelos, sin embargo la particularidad de las mezclas de concreto de usar materiales granulares abarcan este concepto, el cual ha sido recientemente usado para caracterizar a los cementos y su interacción con los aditivos plastificantes y superplastificantes. La compacidad y porosidad de los materiales finos como el cemento no puede ser medida en seco como en caso de las gravas y arenas. En efecto es indispensable tomar en cuenta la floculación generada en presencia del agua, y el efecto defloculante de los superplastificantes o plastificantes que son utilizados en el concreto.

Para esto se desarrollo el ensayo de demanda de agua, bajo el principio siguiente: en una mezcla de peso  $P_p$  de cemento con una cantidad de agua  $P_e$  necesaria para hacer pasar la mezcla de un estado de tierra húmeda a un estado de pasta homogénea, esta cantidad de agua es considerada como la cantidad que llena la porosidad del acomodo de los granos. En este caso, la compacidad (o demanda de agua) de los materiales cementicios es determinada por la ecuación siguiente:

$$C = \frac{1000}{1000 + d * \frac{P_e}{P_p}}$$

donde  $d$  es el peso específico del cemento en  $\text{kg/m}^3$ .

La dificultad de este método reside en el reconocimiento visual del cambio al estado de pasta homogénea. Las fotos de la figura 2.14 presentan la

diferencia en los estados obtenidos, en el momento del ensayo de demanda de agua en un cemento. Pasamos de un material del tipo de tierra húmeda, a un estado de pequeños floculos brillantes, entonces bruscamente por el incremento de una pequeña cantidad de agua, obtenemos una pasta homogénea.



Fig. 2.14. Del estado de floculós húmedos al estado de pasta homogénea

Sin embargo para ciertos ultra finos como la microsílíce, la medida puede ser un poco mas delicada. En efecto, el estado intermedio de pequeños floculós húmedos no es visible y es reemplazado por una pasta aglomerada heterogénea. Un aumento de agua permite el paso a el estado de una pasta compacta pero homogénea. Este es el punto que corresponde a la demanda de agua. Un aumento mas de agua producirá un material con aspecto de un gel, pero que no fluye.

#### **Procedimiento del ensayo:**

El método adoptado para el ensayo es el siguiente:

- Preparar una reserva de agua medida a  $20^{\circ}\text{C.} \pm 2^{\circ}\text{C}$
- Una peso de los finos de  $P_p = 350\text{ g}$  es mezclada en una mezcladora de mortero con una cierta cantidad de agua estimada a priori por la ecuación de la demanda de agua y según sea el caso la inclusión del superplastificante o del plastificante. El agua y el aditivo son colocados primero. La mezcla se efectúa en una mezcladora de mortero el que se habrá humedecido (recipiente y pala). El ciclo del mezclado es el siguiente: un minuto a una velocidad pequeña, quince segundos para una parada para acomodar la mezcla del recipiente con la ayuda de una paleta, después un minuto a mayor velocidad.

- Durante el mezclado a gran velocidad, se ajusta el agua con la ayuda de un gotero (como en la fig. 2.15). Cada incremento es separado por un minuto. Cuando la pasta homogénea es obtenida, el peso del gotero nos da la cantidad de agua que se ha agregado.
- El ensayo es repetido con una cantidad de agua ligeramente inferior al total obtenido durante el primer ensayo.
- La compacidad de los finos es calculada a partir del promedio de al menos dos ensayos, para los cuales la cantidad de agua incrementada es inferior a 5g. Notemos que  $P_e$ , en la ecuación representa el agua total incrementada mas el agua inicial.



Fig. 2.15. Ajuste del agua en el ensayo de demanda de agua.

El ensayo de demanda de agua fue realizado probando el efecto de tres aditivos plastificantes y superplastificante con los cementos YURA tipo I y IP, las características de los aditivos usados se describirán posteriormente en el presente capítulo.

Se probó diferentes dosificaciones de aditivo con variaciones de 0.5% hasta 2%, con ambos tipos de cementos, los resultados obtenidos se muestran en las tablas siguientes:

TABLA 2.7. Resultados del ensayo de demanda de agua para el cemento YURA tipo I

<b>VISCOCRETE 1</b>					
<b>Aditivo</b>	<b>Cemento</b>	<b>Agua</b>	<b>a/c</b>	<b>Compacidad</b>	<b>Porosidad</b>
0.00%	350.00	90.79	0.259	0.553	0.447
0.50%	350.00	74.64	0.216	0.598	0.399
1.00%	350.00	63.25	0.187	0.633	0.360
1.50%	350.00	59.74	0.180	0.642	0.347
2.00%	350.00	56.29	0.173	0.650	0.333
<b>HE 98</b>					
<b>Aditivo</b>	<b>Cemento</b>	<b>Agua</b>	<b>a/c</b>	<b>Compacidad</b>	<b>Porosidad</b>
0.00%	350.00	90.79	0.259	0.553	0.447
0.50%	350.00	80.30	0.233	0.580	0.416
1.00%	350.00	70.00	0.206	0.609	0.383
1.50%	350.00	67.00	0.201	0.616	0.373
2.00%	350.00	64.57	0.197	0.620	0.365

TABLA 2.8. Resultados del ensayo de demanda de agua para el cemento YURA tipo IP

<b>VISCOCRETE 1</b>					
<b>Aditivo</b>	<b>Cemento</b>	<b>Agua</b>	<b>a/c</b>	<b>Compacidad</b>	<b>Porosidad</b>
0.00%	350.00	98.45	0.281	0.554	0.446
0.50%	350.00	84.02	0.243	0.590	0.410
1.00%	350.04	71.08	0.209	0.626	0.374
1.50%	350.44	65.12	0.195	0.642	0.358
2.00%	350.00	63.03	0.192	0.645	0.355
<b>HE 98</b>					
<b>Aditivo</b>	<b>Cemento</b>	<b>Agua</b>	<b>a/c</b>	<b>Compacidad</b>	<b>Porosidad</b>
0.00%	350.00	98.45	0.281	0.554	0.446
0.50%	350.00	91.00	0.263	0.571	0.429
1.00%	350.19	85.05	0.249	0.584	0.416
1.50%	350.00	83.55	0.248	0.585	0.415
2.00%	350.01	83.05	0.250	0.583	0.417
<b>SIKAMENT 290N</b>					
<b>Aditivo</b>	<b>Cemento</b>	<b>Agua</b>	<b>a/c</b>	<b>Compacidad</b>	<b>Porosidad</b>
0.00%	350.00	98.45	0.281	0.554	0.446
0.50%	350.00	89.03	0.257	0.576	0.424
1.00%	350.00	85.05	0.249	0.584	0.416
1.50%	350.00	79.07	0.235	0.598	0.402
2.00%	350.00	75.60	0.228	0.605	0.395

Se encontró una compacidad de 0.554 para el cemento tipo IP y de 0.553 para el cemento tipo I, los resultados nos muestran el efecto defloculante de los aditivos plastificantes y superplastificantes, los que nos producen un aumento significativo en la compacidad de la pasta por el efecto de dispersión que generan en los granos de cemento. De los resultados para el cemento tipo I se puede observar que el uso del aditivo viscocrete 1 al 2% incremento la compacidad del acomodo en un 25.3%, teniendo la compacidad para este nuevo acomodo defloculado un valor de 0.650, mientras que para el aditivo HE 98, la compacidad aumento en 19.4% a un valor de 0.620. En el caso del cemento tipo IP las compacidades aumentaron de manera similar al cemento tipo I, sin embargo se destaca la formas de las curva para el aditivo HE 98 el cual muestra un pico de máxima compacidad, en alrededor de 1% de adición de aditivo, este punto puede ser considerado como el de máximo uso del aditivo o como el punto optimo de utilización, la curva del aditivo viscocrete 1 también muestra la misma tendencia a partir del 1.5%.

En los gráficos siguientes se observa como las curvas de demanda de agua, son una alternativa para encontrar la dosis optima de aditivo plastificante o superplastificante.

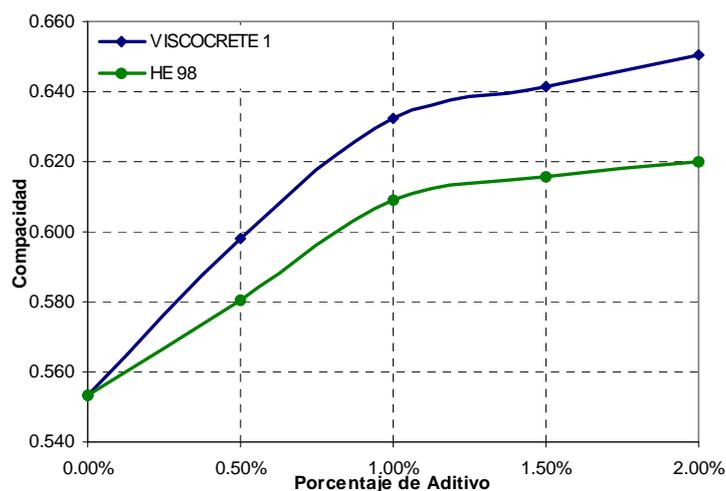


Fig. 2.16. Curvas de demanda de agua para el cemento YURA tipo I.

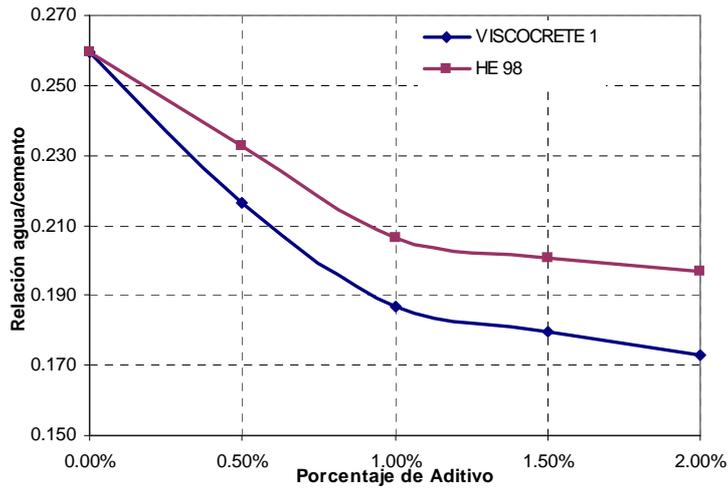


Fig. 2.17. Curvas relación agua/cemento necesaria para lograr una pasta homogénea vs el porcentaje de aditivo utilizado para el cemento YURA tipo I.

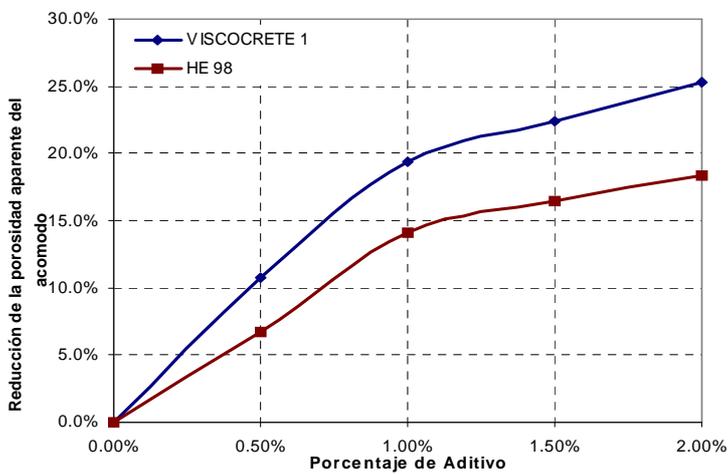


Fig. 2.18. Reducción de la porosidad aparente del acomodo de los granos de cements según el porcentaje de aditivo, en el ensayo de demanda de agua para el cemento tipo I.

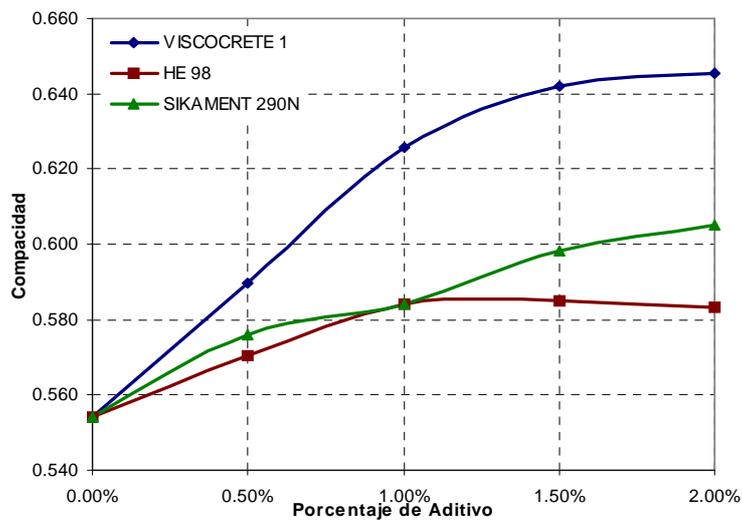


Fig. 2.19. Curvas de demanda de agua para el cemento YURA tipo IP.

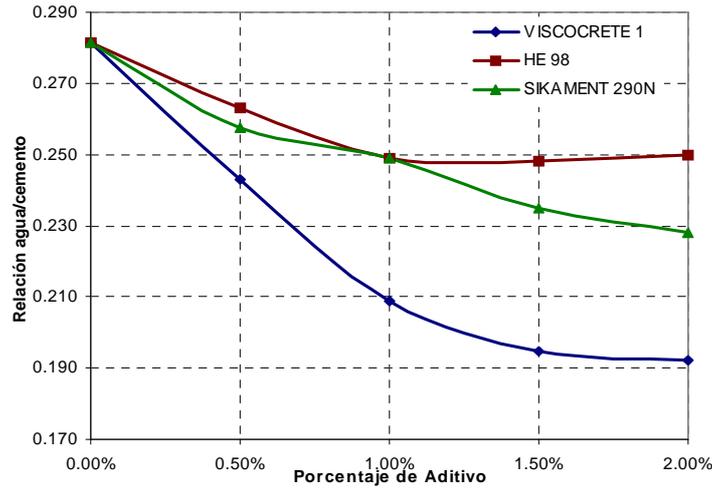


Fig. 2.20. Curvas relación agua/cemento necesaria para lograr una pasta homogénea vs el porcentaje de aditivo utilizado para el cemento YURA tipo IP.

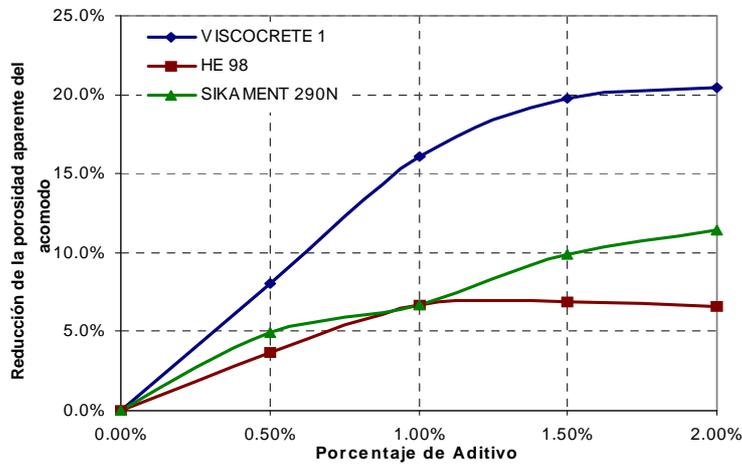


Fig. 2.18. Reducción de la porosidad aparente del acomodo de los granos de cementos según el porcentaje de aditivo, en el ensayo de demanda de agua para el cemento tipo IP.

### 2.2.2.6. Características físicas y mecánicas de los cementos YURA.-

TABLA 2.8. Especificaciones físicas y mecánicas para el cemento Pórtland YURA tipo I

DESCRIPCION	ASTM C-150	YURA I	UNIDAD
Peso Específico	No especificada	3.11	Kg/m <sup>3</sup>
Resistencia a la compresión			
A 1 día	No especificada	155.20	Kg/m <sup>2</sup>
A 3 días	127 min.	248.16	Kg/m <sup>2</sup>
A 7 días	197	316.74	Kg/m <sup>2</sup>
A 28 días	246	391.96	Kg/m <sup>2</sup>
Superficie específica Blaine	No especificada	3260	M <sup>2</sup> /Kg
Expansión en autoclave	0.50 max	-0.11	%
Fraguado vicat inicial	45 min.	120	Minutos
Fraguado vicat final	7 max.	4	Horas
Finura Malla #325	No especificada	16.10	%
Finura Malla #200	No especificada	0.50	%
Contenido de aire en el mortero	12 max.	4.46	%
Fluidez		86	

TABLA 2.9. Especificaciones físicas y mecánicas para el cemento Pórtland YURA tipo IP

DESCRIPCION	ASTM C-595	YURA IP	UNIDAD
Peso Especificó	No especificada	2.84	Kg/m <sup>3</sup>
Resistencia a la compresión			
A 1 día	No especificada	122.0	Kg/m <sup>2</sup>
A 3 días	127 min.	195.0	Kg/m <sup>2</sup>
A 7 días	197	254.0	Kg/m <sup>2</sup>
A 28 días	246	330.0	Kg/m <sup>2</sup>
A 60 días	No especificada	399.0	Kg/m <sup>2</sup>
Superficie especifica Blaine	No especificada	416.0	M <sup>2</sup> /Kg
Expansión en autoclave	0.50 max	0.003	%
Fraguado vicat inicial	45 min.	160	Minutos
Fraguado vicat final	7 max.	3	Horas
Finura Malla #325	No especificada	12	%
Finura Malla #200	No especificada	2.5	%
Contenido de aire en el mortero	12 max.	4.08	%

### 2.2.3. Resumen general de criterios para la elección del cemento a usar.-

Como ya mencionamos anteriormente la elección del tipo de cemento Pórtland es muy importante para concretos de alto desempeño, no solo la resistencia del tipo del cemento es importante sino también su uniformidad. Existen numerosos estudios los cuales han determinado la influencia de los diferentes tipo de cemento, así como de sus características físicas y químicas, en la efectividad de los aditivos y adiciones. A pesar que los ensayos de resistencia del cemento nos dan una buena indicación del tipo de cemento a usar, es conveniente realizar ensayos de prueba con los materiales y el slump requerido, determinando las resistencias a los 7, 14, 28 días. Recomendaciones específicas son necesarias según las condiciones de servicio a las que serán sometidos los concretos. Mehta y Aitcin indican que debe considerarse seriamente el uso de cementos adicionados por su capacidad de reacción de las puzolanas con los hidratos de calcio, que hacen de los concretos elaborados con estos cementos más durables, reduciendo la permeabilidad a los agentes externos como el agua, el ion cloruro y el ataque de sulfatos, así también estos concretos tendrán una mayor estabilidad volumétrica y un menor calor de hidratación, dependiendo de la adición del cemento este también podrá alcanza mayores

resistencias en edades avanzadas. Sin embargo destacamos que son los requerimientos del proyecto ya sean de resistencia o durabilidad los que determinen el tipo de cemento a usar.

### **2.3. AGREGADOS.-**

Si bien los agregados son los componentes inertes del concreto, su influencia en las características del concreto es notable; sin embargo durante varios años su estudio fue descuidado, debido principalmente, al bajo costo comparativo con el costo del cemento, además de los bajos requerimientos de resistencia, en los cuales los agregados no tienen gran influencia, hoy en día se conoce la influencia del agregado en las propiedades del concreto tanto en estado fresco y endurecido. En los concretos de alto desempeño los agregados deben cumplir las normas como la ASTM C 33, caso contrario se deberá comprobar su eficiencia en el concreto. Es recomendable que en una obra, todas las mezclas empleen los mismos agregados.

#### **2.3.1. Forma y textura de las partículas:**

Es bastante difícil describir la forma de los cuerpos tridimensionales y, por lo tanto, es conveniente definir ciertas características geométricas de dichos cuerpos. Powers considera el método introducido por Wadell, como uno de los más aceptables para expresar la característica de la forma de los agregados. Según el, las propiedades de forma de los agregados se pueden caracterizar con dos factores:

- Factor de esfericidad
- Factor de redondez

La redondez es la medida del filo o angularidad relativos de los bordes o esquinas de una partícula. Wadell expresa el coeficiente de redondez  $P^*$  como:

$$P^* = \frac{\frac{\sum r}{n}}{R}$$

donde:

r : radio de redondez de las aristas en el plano de la sección de los granos.

R : Radio mayor del círculo inscrito en la sección transversal del grano.

n: Cantidad de aristas en la sección del grano en los cuales  $r < R$

Schaffner, según sus experiencias, recomendó ajustar, con la utilización de los valores de  $P^*$ , este coeficiente y pasarlo al coeficiente de redondez  $P$ , cuyo valor se determina con la ecuación:

$$P = \frac{1 + \frac{\sum r}{n}}{1 + n}$$

La redondez está controlada principalmente por la resistencia a la compresión y a la abrasión de la roca original, y por la cantidad de desgaste a la que hayan estado sujetas las partículas. En el caso de agregados triturados, la forma de la partícula depende de la naturaleza de la roca original, así como del tipo de trituradora y su relación de reducción, es decir, de la relación que existe entre el tamaño del material que se introduce a la trituradora y el tamaño del producto terminado.

La esfericidad, que se define como una función de la relación del área superficial de la partícula con respecto a su volumen. Wadell la denomina esfericidad estereométrica, pero para usos prácticos Wadell utiliza el factor denominado esfericidad plana de una sección transversal:

$$\Phi = \frac{d}{D}$$

donde:

d : diámetro del círculo de igual superficie que la que tiene la sección del grano investigado.

D : diámetro del círculo circunscrito con la máxima longitud.

La esfericidad se relaciona con la estratificación y el clivaje de la roca original, y también recibe la influencia del tipo de equipo de trituración, cuando el tamaño de las partículas ha sido reducido por medios artificiales. Las partículas con una alta relación área superficial/volumen, son de especial interés ya que disminuyen la trabajabilidad de la mezcla. Las partículas alargadas y las laminadas son de este tipo. Estas últimas también pueden afectar adversamente la durabilidad y resistencia del concreto, puesto que tienden a orientarse en un solo plano y el agua y las cavidades de aire se acumulan debajo de éste.

La presencia de partículas alargadas o laminadas en cantidades mayores del 10 o el 15% del peso del agregado grueso suele considerarse inconveniente.

El peso de partículas laminadas expresado como un porcentaje del peso de la muestra, se llama índice de laminación. El índice de elongación se define de manera similar. Hay partículas que son alargadas y laminadas y, por lo tanto, se consideran dentro de ambas categorías.

La forma y textura de la superficie de los agregados ejerce gran influencia en la resistencia del concreto. Se ve más afectada la resistencia a la flexión que la resistencia a la compresión, y los efectos de la forma y textura superficiales son especialmente importantes en el caso de concretos de alta resistencia. Una textura más áspera da por resultado una mayor fuerza de adherencia entre las partículas y la matriz de cemento. Asimismo, la mayor área superficial del agregado angular significa que se puede lograr una fuerza más grande de adherencia.

La forma y textura del agregado fino ejercen un efecto significativo sobre el requisito de agua para mezclas hechas con determinados agregados. Si estas propiedades del agregado fino se expresan indirectamente por la constitución interna del mismo, es decir, por el porcentaje de cavidades en estado suelto. La laminación y la forma del agregado grueso en general tienen un efecto notable sobre la trabajabilidad del concreto.

### 2.3.1.1. Metodología para encontrar los factores de esfericidad y redondez de los agregados:

La determinación del factor de esfericidad, se logra por el método descrito por Schaffner, de la siguiente forma:

1. Se hace una fotografía de 20 granos, como mínimo, de cada fracción del agregado a investigar.
2. Con ayuda de las fotografías se traza el contorno de los granos, este procedimiento se puede realizar manualmente o usando herramientas electrónicas.
3. Los valores de  $d_1$  y  $D_1$  hasta  $d_n$  y  $D_n$  se determinan, para cada grano, manualmente se puede emplear un circulímetro.
4. De los coeficientes  $d_1/D_1$  hasta  $d_n/D_n$  se determinan los valores de  $\Phi_1$  hasta  $\Phi_n$  para cada grano y se determina el valor de  $\Phi$ , como el promedio aritmético de  $\Phi_1$  hasta  $\Phi_n$ .

$$\Phi = \frac{\Phi_1 + \Phi_2 + \dots + \Phi_n}{n}$$

5. Se recomienda determinar el factor de esfericidad  $\Phi$ , fotografiando los veinte granos en dos planos perpendiculares, con el fin de tener una representación promedio de cada grano; y se determina el valor resultante como el promedio de los dos anteriores:

$$\Phi_n = \frac{\Phi_{ab} + \Phi_{bc}}{2}$$

El valor inverso de la esfericidad se puede denominar  $\Phi^{-1}$ . Wadell y Schaffer consideran a este valor como el coeficiente de alargamiento de los granos de los agregados.

La determinación del factor de redondez se realizan simultáneamente de manera similar:

1. Para determinar P se utiliza las mismas fotografías de los 20 granos, usadas para determinar el factor de esfericidad.
2. Se determina la cantidad de n aristas redondeadas, en las que  $r < R$  y para cada una de estas aristas se determina el radio (r) de redondez. Después se determina el radio máximo (R) del círculo inscripto de la sección del grano.
3. Se substituye los valores obtenidos en la ecuación anterior, para cada uno de los granos investigados. El valor de P resultante de la fracción correspondiente del agregado, es el promedio aritmético  $P_1$  hasta  $P_n$ .

$$P = \frac{P_1 + P_2 + \dots + P_n}{n}$$

4. De igual manera que el factor de esfericidad, es recomendable obtener fotografías de planos a  $90^\circ$  de los granos, siguiendo el mismo procedimiento de determinación.

$$P_n = \frac{P_{ab} + P_{bc}}{2}$$

El valor inverso de la redondez,  $P^{-1}$ , denominado como coeficiente de angulosidad de los agregados.

Algunas observaciones a esta metodología han sido hechas, entre estas que este procedimiento no tiene en cuenta suficientemente la forma plana de algunos granos, sin embargo dependiendo de la manera en que se acomodan los granos en la fotografía, esta observación puede ser saltada.

### 2.3.2. Granulometría:

Se hace necesario aclarar inicialmente que no existe una curva granulométrica ideal, cada combinación de agregados tendrá la propia suya, la influencia de la forma y textura superficial, son las principales causas para no poder generalizar los conceptos de curvas ideales, además de existir otro factor muy poco considerado, para esto debemos aclarar que las curvas granulométricas representan las proporciones de los diferentes tamaños de partículas de agregados en el conjunto, y en realidad simplemente son un factor determinante en el acomodo de los granos de agregado, por lo cual estas deben tener una relación con los factores externos e internos que generan este acomodo, los conceptos de acomodo y un estudio más extenso de las granulometrías ideales se realiza en el siguiente capítulo.

A continuación se presentan las diferentes granulometrías usadas para el presente trabajo:

TABLA 2.10. Granulometría del agregado fino de la cantera de "La Poderosa", M.F. = 3.03

Cantera La Poderosa						
Malla	Abertura mm	Peso Ret. gr.	Reten. %	Acum. Ret. %	Pasante %	Limites ASTM
3/8"	9.525	0	0.00%	0.00%	100.00%	100.00%
# 4	4.750	0	0.00%	0.00%	100.00%	100.00%
# 8	2.381	145.5	13.82%	13.82%	86.18%	95-100%
# 16	1.191	296.5	28.16%	41.98%	58.02%	-
# 30	0.595	284	26.97%	68.95%	31.05%	35-70%
# 50	0.298	168	15.95%	84.90%	15.10%	-
# 100	0.149	93	8.83%	93.73%	6.27%	10-30%
# 200	0.074	43.5	4.13%	97.86%	2.14%	-
< 200		22.5	2.14%	100.00%	0.00%	0-5%
Total		1053.00	100.00%			

TABLA 2.11. Granulometría discontinua usada con tamaño máximo 3/4". M.F.=7.00

Granulometría Discontinua 3/4"						
Malla	Abertura mm	Peso Ret. gr.	Reten. %	Acum. Ret. %	Pasante %	ASTM 7
2 1/2"	63.500		0.00%	0.00%	100.00%	100.00%
2	50.800		0.00%	0.00%	100.00%	100.00%
1 1/2"	38.100		0.00%	0.00%	100.00%	100.00%
1"	25.400		0.00%	0.00%	100.00%	100.00%
3/4"	19.050	0	0.00%	0.00%	100.00%	100.00%
1/2"	12.700	1520	100.00%	100.00%	0.00%	90-100%
3/8"	9.525	0	0.00%	100.00%	0.00%	40-70%
1/4"	6.400	0	0.00%	100.00%	0.00%	-
# 4	4.750	0	0.00%	100.00%	0.00%	0-15%
< 4		0	0.00%	100.00%	0.00%	-

Total	1520.00	100.00%			
-------	---------	---------	--	--	--

TABLA 2.12. Granulometría discontinua usada con tamaño máximo 1/2". M.F.=7.00

Granulometría discontinua 1/2"						
Malla	Abertura mm	Peso Ret. gr.	Reten. %	Acum. Ret. %	Pasante %	ASTM 8
2 1/2"	63.500		0.00%	0.00%	100.00%	100.00%
2	50.800		0.00%	0.00%	100.00%	100.00%
1 1/2"	38.100		0.00%	0.00%	100.00%	100.00%
1"	25.400		0.00%	0.00%	100.00%	100.00%
3/4"	19.050	0	0.00%	0.00%	100.00%	100.00%
1/2"	12.700	0	0.00%	0.00%	100.00%	100.00%
3/8"	9.525	1520	100.00%	100.00%	0.00%	85-100%
1/4"	6.400	0	0.00%	100.00%	0.00%	-
# 4	4.750	0	0.00%	100.00%	0.00%	10-30%
< 4		0	0.00%	100.00%	0.00%	-
Total		1520.00	100.00%			

TABLA 2.13. Granulometría de Fuller usada con tamaño máximo 3/4". M.F.=6.59

Granulometría de Fuller 3/4"						
Malla	Abertura mm	Peso Ret. gr.	Reten. %	acum.. Ret. %	Pasante %	ASTM 7
2 1/2"	63.500		0.00%	0.00%	100.00%	100.00%
2	50.800		0.00%	0.00%	100.00%	100.00%
1 1/2"	38.100		0.00%	0.00%	100.00%	100.00%
1"	25.400		0.00%	0.00%	100.00%	100.00%
3/4"	19.050	0	0.00%	0.00%	100.00%	100.00%
1/2"	12.700	36.65	36.65%	36.65%	63.35%	90-100%
3/8"	9.525	21.85	21.85%	58.50%	41.50%	40-70%
1/4"	6.400	25.46	25.46%	83.96%	16.04%	-
# 4	4.750	16.04	16.04%	100.00%	0.00%	0-15%
< 4		0	0.00%	100.00%	0.00%	-
Total		100.00	100.00%			

TABLA 2.14. Granulometría de Fuller usada con tamaño máximo 1/2". M.F.=6.35

Granulometría de Fuller 1/2"						
Malla	Abertura mm	Peso Ret. gr.	Reten. %	Acum. Ret. %	Pasante %	ASTM 8
2 1/2"	63.500		0.00%	0.00%	100.00%	100.00%
2	50.800		0.00%	0.00%	100.00%	100.00%
1 1/2"	38.100		0.00%	0.00%	100.00%	100.00%
1"	25.400		0.00%	0.00%	100.00%	100.00%
3/4"	19.050	0	0.00%	0.00%	100.00%	100.00%
1/2"	12.700	0	0.00%	0.00%	100.00%	100.00%
3/8"	9.525	34.5	34.50%	34.50%	65.50%	85-100%
1/4"	6.400	40.19	40.19%	74.69%	25.31%	-
# 4	4.750	25.31	25.31%	100.00%	0.00%	10-30%
< 4		0	0.00%	100.00%	0.00%	-
Total		100.00	100.00%			

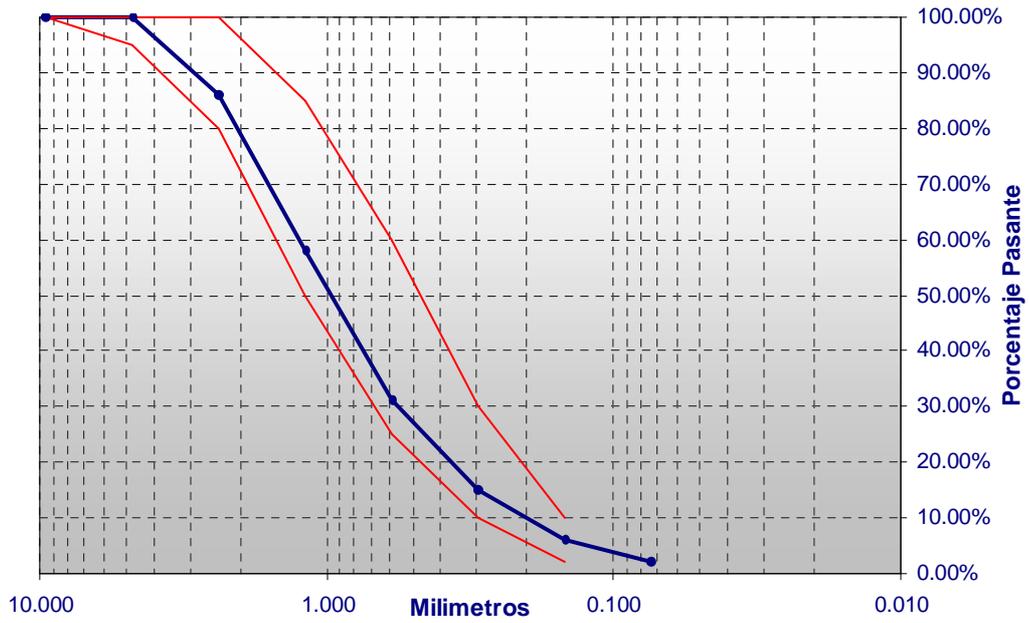


Fig. 2.18. Curva granulométrica del agregado fino de la Cantera de la Poderosa.

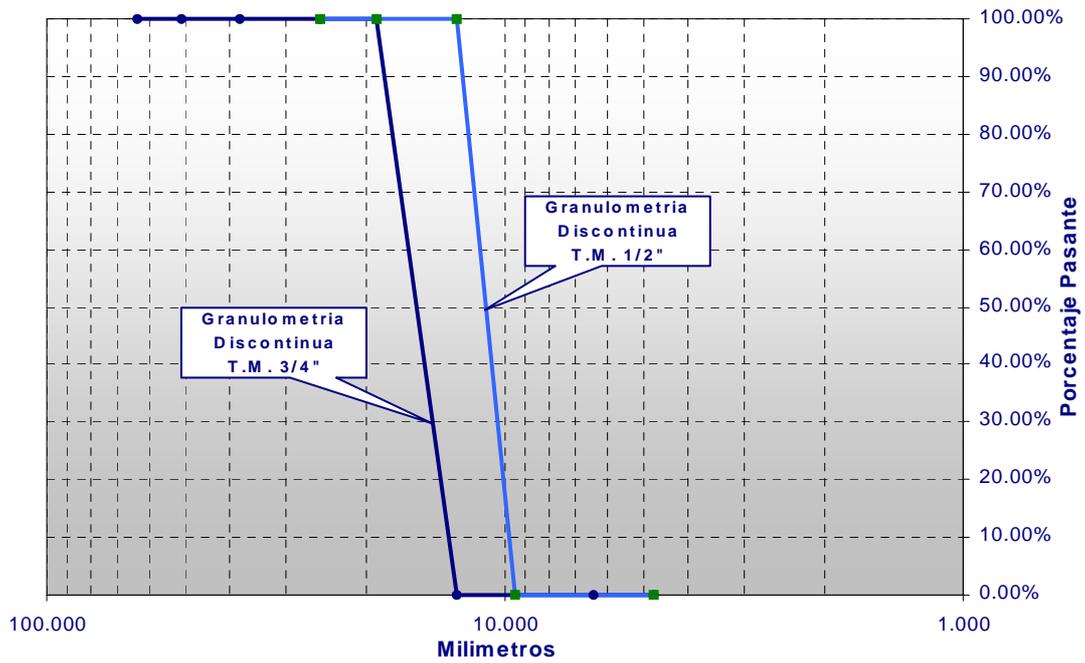


Fig. 2.19. Curvas granulométricas discontinuas del agregado grueso.

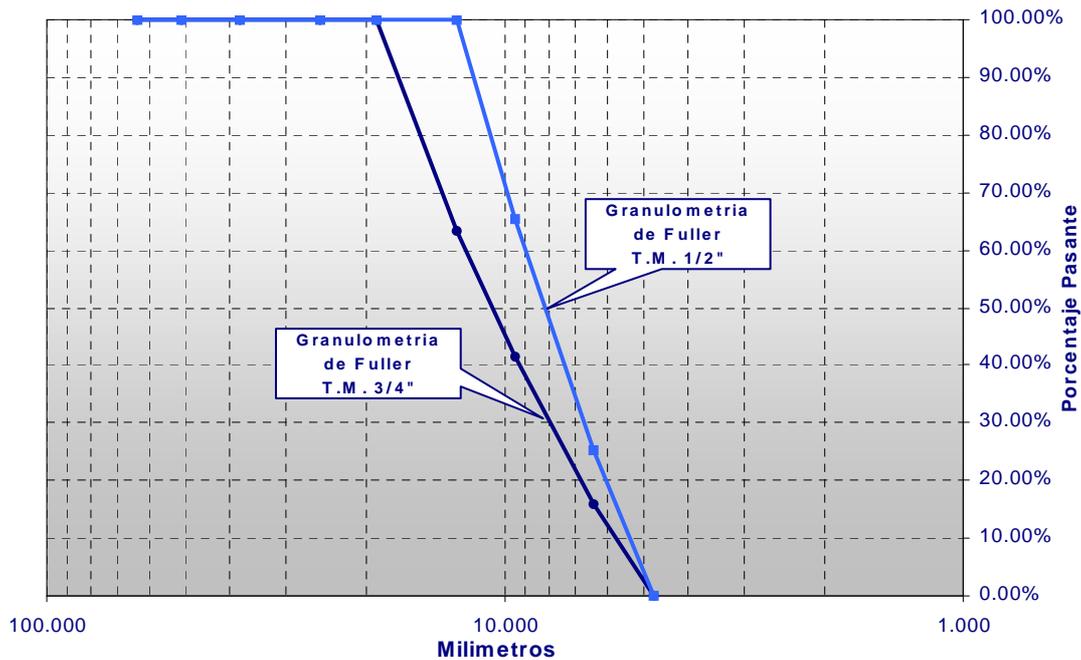


Fig. 2.20. Curvas granulométricas de Fuller del agregado grueso.

### 2.3.3. Tamaño máximo :

El estudio del tamaño máximo de los agregados y su influencia en las propiedades del concreto han sido ampliamente investigados, para obtener una óptima resistencia a la compresión de los concretos con baja relación agua / cemento diversos investigadores han concluido que el tamaño máximo a utilizarse debe variar entre  $\frac{1}{2}$ " a  $\frac{3}{4}$ " , no es recomendable usar tamaños mayores a 1", se ha encontrado que la adherencia de partículas de agregados de 3" es solamente cerca de 1/10 de la de los agregados de  $\frac{1}{2}$ ". Los agregados con tamaño menor contribuyen a producir concretos mas resistentes debido a una menor concentración de esfuerzos alrededor de las partículas causados por la diferencia de módulos de elasticidad entre la pasta y el agregado.

Respecto al efecto en la trabajabilidad sabemos que mientras más grande sea la partícula del agregado, menor será el área superficial que se debe humedecer. De tal suerte que, si se aumenta la granulometría del agregado a un tamaño mayor, se disminuirán los requisitos de agua de mezclado; o sea que, para obtener la trabajabilidad y riqueza que se indican en las especificaciones, se

puede disminuir la relación agua/cemento, con el consecuente aumento de resistencia, este aumento se compensa con los efectos nocivos de una menor área de adherencia

#### 2.3.4. Superficie específica:

La medición de la superficie específica es aun una de las características del agregado cuya medición es inexacta, existen diferentes métodos para medir esta característica. Se define como superficie específica de una partícula de agregado al área superficial de la misma, su influencia en las características del concreto tanto en estado fresco como endurecido es notable, sobretodo en concretos con baja relación agua/cemento donde tendrá especial influencia en la resistencia a la compresión. Su influencia en las propiedades del concreto fresco se resume en que conforme se incrementa la superficie específica del agregado la trabajabilidad del concreto disminuye. En esta sección presentamos un método simple para encontrar este valor.

##### 2.3.4.1. Teoría modificada de Heywood.-

Heywood propuso un método directo para medir la superficie específica en términos de las longitudes promedio de los agregados. Su teoría fue planteada para un solo tamaño de partículas, sin embargo recientemente en la Universidad de Tokio se realizo algunas modificaciones simples para generalizar esta medición.

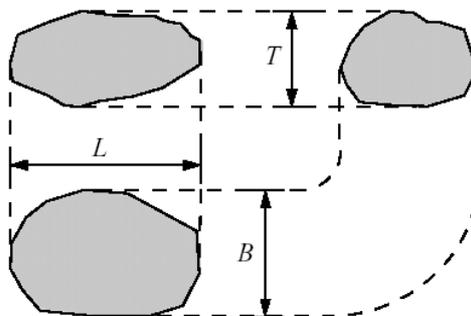


Fig. 2.21. Caracterización de la forma del agregado.

En la grafica 2.21. se observa las características del agregado necesarias para encontrar la superficie específica, longitud (L), ancho (B), espesor (T), con los cuales se calcula el siguiente parámetro  $D_p$ , diámetro característico, además de  $D_o$ , abertura de malla,  $k$ , coeficiente de forma y  $f$ , coeficiente de área superficial. Por ejemplo para una esfera  $k = \pi$ ,  $f = \pi/6$  y la relación entre estos coeficientes será  $f/k = 6$ . Este ultimo valor ha sido hallado experimentalmente y se recomienda un valor de 6.5 para agregados redondeados y 7.5 para agregados chancados. Las siguientes ecuaciones muestran las ecuaciones empleadas para el calculo de superficie específica.

$$m = \frac{B}{T}$$

$$n = \frac{L}{B}$$

$$\frac{D_p}{D_o} = \left( \frac{2nm^2}{m^2 + 1} \right)^{0.5}$$

$$v = kD_p^3$$

$$s = fD_p^2$$

Recientemente la teoría de Heywood fue modificada por investigadores de la Universidad de Tokio, dado que la teoría fue propuesta solo para un tamaño de grano de agregados, se realizo la generalización de esta.

Se calculo un área superficial ( $s_{all}$ ) de los agregados con la siguiente expresión:

$$s_{all} = \sum_i s_i \cdot N_i$$

donde  $s_i$  es el área superficial de la clase  $i$ ,  $N_i$  es el número de partículas de tamaño  $x$ , este valor lo calculamos con la siguiente expresión:

$$N_i = \frac{V_{a_i}}{kD_p^2}$$

Sumando las contribuciones de cada clase granular obtenemos las siguientes expresiones:

$$s_{all} = \sum_i \left( fD_{p_i}^2 \times \frac{V_{a_i}}{kD_{p_i}^3} \right)$$

$$s_{all} = \sum_i \frac{f}{k} \times \frac{V_{a_i}}{D_{p_i}}$$

$$V_a = \sum_i V_{a_i}$$

entonces:

$$S = \frac{s_{all}}{V_a}$$

Los valores de superficie específica calculados por este método se dan en el Cap. III.

### 2.3.5. Peso específico:

El peso específico de los agregados depende tanto de la gravedad específica de sus constituyentes sólidos como de la porosidad del material mismo. El peso específico cobra especial importancia en los concretos de alto desempeño, dado que por requerimientos de resistencia es usual requerir un agregado con peso específico adecuado y no menor de lo convencional, pues agregados con

bajas densidades generalmente indican material poroso, poco resistente y de alta absorción. Sin embargo, estas características de bajo peso específico pueden ser requeridas para concretos ligeros de alto desempeño.

El peso específico aparente del agregado depende de la densidad de los minerales que los componen, así como de la cantidad de poros que contengan.

La mayoría de los agregados naturales tienen una densidad relativa del orden de 2.6 a 2.7, y el rango de valores aparece en la tabla 2.15. Los valores para agregados artificiales se extienden desde mucho más abajo hasta mucho más arriba de este.

TABLA 2.15. Pesos específicos aparentes de diversos grupos de rocas

Grupo de la roca	Peso específico promedio	Amplitud de densidades
Basalto	2.80	2.6 - 3.0
Pedernal	2.54	2.4 - 2.6
Granito	2.69	2.6 - 3.0
Arenisca	2.69	2.6 - 2.9
Hornfelsa	2.82	2.7 - 3.0
Caliza	2.66	2.5 - 2.8
Pórfido	2.73	2.6 - 2.9
Cuarcita	2.62	2.6 - 2.7

El peso específico de los materiales utilizados se muestra en la siguiente tabla.

TABLA 2.16. Pesos específicos de los agregados utilizados

Agregado	Peso específico
Agregado fino	2.525
Agregado grueso:	
T.M. 1"	2.698
T.M. ¾"	2.715
T.M. ½"	2.719
T.M. 3/8"	2.722
T/M ¼"	2.711
T.M. #4	2.715

### 2.3.6. Poros y Absorción de los agregados:

Cuando se habló de la densidad de los agregados, se mencionó la presencia en ellos de poros internos y, de hecho, las características de dichos poros son muy importantes en el estudio de sus propiedades. La porosidad de los agregados, su impermeabilidad y absorción influyen en las propiedades como la adherencia entre el agregado y los materiales cementicios, la resistencia del concreto a la congelación y al deshielo, así como la estabilidad química y la resistencia a la abrasión. Como se mencionó anteriormente, la densidad aparente de los agregados depende también de la porosidad y, como consecuencia de esto, se ve afectado el rendimiento del concreto para determinado peso del agregado.

Los poros del agregado presentan una amplia variación de tamaño; los más grandes son visibles con un microscopio e incluso a simple vista, pero hasta los poros más pequeños suelen ser mayores que los poros del gel de la pasta de cemento. Los poros menores de 4  $\mu\text{m}$  son de especial interés, ya que por lo general se cree que afectan la durabilidad de los agregados sujetos a frecuentes ciclos congelación-deshielo.

Algunos de los poros del agregado se encuentran completamente dentro del sólido, mientras otros se abren a la superficie de la partícula. Debido a su viscosidad, la pasta de cemento no puede penetrar a gran profundidad en los poros menos grandes; por lo tanto, es el volumen bruto de la partícula el que se considera como sólido para propósitos de cálculo del contenido de agregado en el concreto. Sin embargo, el agua puede penetrar en los poros y la tasa de penetración dependerá de su tamaño, continuidad y volumen total. En la tabla 2.16 aparece el orden de porosidad de algunas rocas comunes, está claro que la porosidad del agregado contribuye materialmente a la porosidad general del concreto.

TABLA 2.17. Porosidad de algunas rocas

Grupo de roca	Porosidad, porcentaje
Arenisca	0.0-48.0
Cuarcita	1.9-15.1
Caliza	0.0-37.6
Granita	0.4-3.8

Por lo general se supone que en el momento del fraguado del concreto, los agregados se encuentran saturados y superficialmente secos. Si la dosificación del agregado se ha hecho cuando éste se encuentra seco, se supone que absorberá de la mezcla el agua suficiente para que el agregado se sature, y esta agua absorbida no está incluida en el agua neta o efectiva de mezclado. Sin embargo, es posible que cuando se utilice agregado seco las partículas se recubran rápidamente con pasta de cemento, lo que impide el paso del agua necesaria para lograr la saturación. Esto es especialmente cierto cuando se trata de agregado grueso, en el que el agua tiene que viajar un trecho mayor para penetrarlos. Como resultado de esto, la relación agua / cemento es mayor de lo que sería en caso de que los agregados hubieran absorbido el agua por completo desde el principio. Este efecto es muy importante en las mezclas con relaciones bajas agua / cemento las que contienen mayor cantidad de cemento en las que el recubrimiento de pasta ocurre con rapidez. En situaciones prácticas, el verdadero comportamiento de la mezcla se verá afectado solamente por el orden en que se vayan introduciendo los ingredientes a la mezcladora, es recomendable introducir una dosis de agua sobre los agregados antes del cemento.

La absorción de los materiales utilizados se muestra en la siguiente tabla.

TABLA 2.18. Absorciones de los agregados utilizados

Agregado	% de Absorción
Agregado fino	2.460
Agregado grueso:	
T.M. 1"	0.890
T.M. ¾"	0.950
T.M. ½"	0.990
T.M. 3/8"	1.040
T/M ¼"	1.040
T.M. #4	0.920

### 2.3.7. Peso unitario, Compacidad y Porosidad:

Si bien de estos tres conceptos el más utilizado en la tecnología del concreto es el peso unitario, los conceptos de compacidad y porosidad (relacionados comúnmente con la mecánica de suelos) son muy útiles en el campo de los concretos de alto desempeño, a continuación definimos cada uno de estos tres términos.

- **Peso unitario (P.U.):** Se define peso unitario o volumétrico del agregado, ya sea en estado suelto o compactado, al peso que alcanza un determinado volumen unitario. Usualmente esta expresado en Kg/m<sup>3</sup>.
- **Compacidad (Φ):** Se define como compacidad del agregado, al volumen de sólidos en un volumen unitario.

$$\Phi = \frac{\text{Peso unitario}}{\text{Peso específico} \cdot \gamma}$$

- **Porosidad (π) :** Se define porosidad o contenidos de vacíos, al espacio no ocupado por las partículas de agregado en un volumen unitario,  $\pi = 1 - \Phi$ , la porosidad la podemos calcular con la siguiente expresión:

$$\pi = \frac{\text{Peso específico} - \text{Peso unitario}}{\text{Peso específico}} * 100$$

Estas tres definiciones dependen de los siguientes parámetros principales:

- La gravedad específica de los agregados.
- El tamaño de los granos, descritos por la curva granulométrica.
- La forma y textura de los granos.
- El grado de compactación, la manera de la cual es realizado el acomodo.
- El efecto pared ejercido por el recipiente donde se realiza la prueba.

Se conoce que para medir estos valores, el agregado se debe encontrar en condición seca, pues tendrá el efecto de incrementar el valor del peso unitario del agregado grueso y generara el efecto de abundamiento del agregado fino.

La compacidad de un agregado no solo depende de las diversas características ya mencionadas, sino también de la compactación real a la que es sometido, por ejemplo la compacidad encontrada en el ensayo de peso unitario varillado nos da un característica del acomodo del agregado, este acomodo no será el mismo en la mezcla de concreto, las partículas de cemento ejercerán un efecto de lubricación de las partículas de agregado por lo cual la compacidad será diferente, es por esta razón que el valor de compacidad máxima encontrada por combinaciones de agregados gruesos y finos, por el método de varillado, debe ser corregido para lograr esta máxima compacidad en la mezcla de concreto.

Se ha comprobado que el método de varillado para hallar la compacidad de las mezclas granulares, no brinda una energía de compactado constante por lo cual los datos son muy variables, por esta razón es recomendable encontrar la compacidad de los agregados por métodos que mantengan la energía de compactación siempre constante, como es la compactación por vibrado.

Un método recomendado por investigadores del Laboratorio de Puentes y caminos de Francia, esta basado en encontrar la compacidad de los agregados por vibrado de la siguiente manera:

Los agregados son preparados si es posible en tandas de relación diámetro máximo / diámetro mínimo inferior o igual a 4.

La compacidad del acomodo de los agregados gruesos es medida sobre una muestra de 7,5 Kg. Los materiales son depositados en un cilindro metálico de 16x32 cm sobre una mesa vibradora, y cerrado por un pistón ejerciendo una presión de 10 kPa. Esta muestra es sujeta a una vibración de 150 Hz durante un minuto. La compacidad es entonces dada por el promedio (sobre un mínimo de 2 muestras) por la ecuación:

$$C = \frac{7.5}{d \cdot V}$$

Donde d es el peso específico en kg/m<sup>3</sup> y V el volumen total final en m<sup>3</sup>.

La medida de la compacidad de los agregados finos se efectúa como en las gravas, pero sobre una muestra de 3 kg (Esta cantidad puede ser reducida en caso de que falte material). La compacidad es entonces hallada por la siguiente expresión

$$C = \frac{3.0}{d \cdot V}$$

De acuerdo a lo mencionado anteriormente, es convenientemente separar los materiales en varias partes para las arenas en cuatro clases: 0-80 µm, 80µm-315µm, 3.15 µm-1.25 mm y 1.25mm-d<sub>max</sub> donde d<sub>max</sub> es el diámetro máximo de granos de la arena. En la primera clase de la arena se hace en ensayo de demanda de agua pero si la arena demuestra tener poco contenido (<5%) de finos de diámetro menor a 80 µm, podemos fusionar las dos primeras clases (0-315 µm) y hacer un ensayo de compacidad en seco.

En la presente investigación se modifico el procedimiento anterior de la siguiente manera:

Los agregados fueron separados por mallas según los porcentajes retenidos, la muestra fue de 7,5 Kg por malla. Los materiales fueron depositados en un

cilindro metálico de 156x320 mm sobre una mesa vibradora, la muestra fue sujeta a vibración sin presión superior por 1 minuto, luego se sobrepuso un peso de 13.5 Kg sobre la muestra y fue sujeta a 1 minuto adicional de vibración. De manera similar se realizó este procedimiento para el agregado fino, exceptuando que se realizó solo separando las muestras según lo recomendado anteriormente.

Si se quisiera conocer la compacidad real se debe tener en cuenta el confinamiento ejercido por el cilindro sobre la muestra, corrigiendo la compacidad encontrada, esto por que cuando se deposita una familia de granos de diámetro en un volumen finito, el acomodo de estos granos se encuentra no compactado en la vecindad de las fronteras del volumen en un espesor de  $d/2$ . Así la compacidad del acomodo de un material en un medio finito es inferior a su compacidad en un medio infinito.

Para tomar en cuenta este efecto, es necesario dar al programa la relación  $v/V$  donde  $V$  es el volumen del molde y  $v$  el volumen no perturbado por el efecto pared.

Por ejemplo:

- para un cilindro de diámetro  $D$  y de altura  $h$  tenemos:

$$V = \frac{\pi}{4} h \phi^2 \quad \text{y} \quad v = \frac{\pi}{4} (h-d)(\phi-d)^2 \quad \text{entonces} \quad \frac{v}{V} = \left(1 - \frac{d}{h}\right) \left(1 - \frac{d}{\phi}\right)^2 ;$$

- para un cubo de lado  $a$ , tenemos:

$$V = a^3 \quad \text{y} \quad v = (a-d)^3 \quad \text{entonces} \quad \frac{v}{V} = \left(1 - \frac{d}{a}\right)^3 .$$

Los resultados encontrados para las diferentes granulometrías usadas se muestran a continuación:

TABLA 2.19. Pesos unitarios, compacidad y porosidad de los agregados usados.

Agregado	Peso Unitario Suelto	Peso Unitario Compactado	Compacidad	Compacidad corregida	Porosidad
Agregado Fino	1666.8	1824.4	0.7818	0.7847	0.2182
Fuller ¾"	1449.5	1588.1	0.5839	0.6002	0.4161
Fuller ½"	1385.4	1520.4	0.5588	0.5694	0.4412
Discontinua ¾"	1321.9	1438.9	0.5290	0.5508	0.4100
Discontinua ½"	1300.2	1417.1	0.5210	0.5338	0.4790

### 2.3.8. Resistencia de las partículas del agregado:

En términos generales, la resistencia y elasticidad de los agregados dependen de su composición, textura y estructura. Por lo que una baja resistencia puede deberse a la debilidad de los granos que lo constituyen, o bien, a que siendo éstos suficientemente resistentes no estén bien unidos o cementados unos con otros.

Un buen valor promedio de resistencia a la trituración de los agregados será del orden de 2 109 kg/cm<sup>2</sup> (200 MPa), pero muchos agregados excelentes pueden llegar a tener una resistencia baja de hasta 843 kg/cm<sup>2</sup> (80 MPa). En el caso de cierta cuarcita, el valor máximo registrado ha sido de 5 413 kg/cm<sup>2</sup> (530 MPa). En la tabla 2.10 aparecen valores para otros tipos de roca. Cabe señalar que la resistencia requerida en los agregados es considerablemente mayor que las incluidas dentro del rango de resistencias del concreto, porque los esfuerzos reales ejercidos en los puntos de contacto entre las partículas individuales contenidas en el concreto, pueden ser mucho mayores que el esfuerzo nominal de compresión aplicado.

**TABLA 2.20. Resistencia a la compresión de rocas utilizadas comúnmente como agregados para concreto**

Tipo de roca	Número de muestras*	Resistencia a la Compresión					
		Promedio +		Después de eliminar los valores extremos ±			
				Máximo		Mínimo	
		Kg/cm <sup>2</sup>	MPa	Kg/cm <sup>2</sup>	MPa	Kg/cm <sup>2</sup>	MPa
Granito	278	1842	181	2622	257	1167	114
Felsita	12	3304	324	5365	526	1223	120
Trapa	59	2890	283	3846	377	2053	201
Caliza	241	1617	159	2454	241	949	93
Arenisca	79	1336	131	2447	240	450	44
Mármol	34	1188	117	2489	244	520	51
Cuarcita	26	2566	252	4310	423	1265	124
Gneis	36	1498	147	2397	235	956	94
Esquisto	31	1730	170	3030	297	928	91

\* Para la mayoría de las muestras, la resistencia a la compresión se promedia entre 3 a 15 muestras.

+ Promedio de todas las muestras.

± El 10% de todas las muestras probadas con los valores más altos o más bajos se eliminaron por no ser representativas del material.

### 2.3.9. Recomendaciones generales para la elección del agregado.

#### Recomendaciones sobre el agregado fino:

- Un agregado fino con un perfil redondeado y una textura suavizada requiere menos agua de mezclado en el concreto y por esta razón es más recomendada cuando se requiere concretos con bajas relaciones agua/cemento.
- Las arenas con un modulo de fineza por debajo de 2.5 dan concretos con consistencia espesa que los hace difíciles de compactar. Las arenas con un modulo de fineza igual o mayor de 3.0 dan las mejores trabajabilidades y resistencia en compresión. Para bajas relaciones agua/cemento se recomienda usar arenas con un modulo de fineza cercano a 3.0.

- Para concretos con relaciones agua/cemento bajas las cantidades de materiales cementantes son usualmente altas por lo cual la granulometría del agregado fino tiene relativamente poca importancia, en comparación con su importancia en los concretos con relaciones agua/cemento normales.

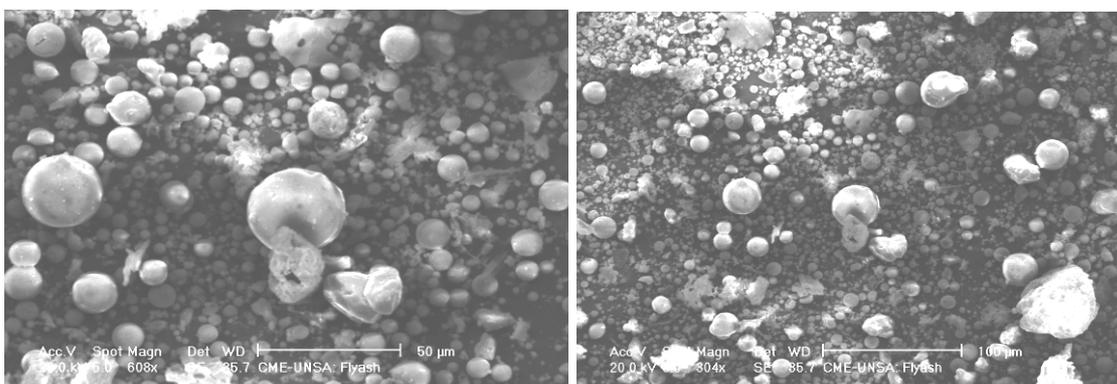
### **Recomendaciones sobre el agregado grueso:**

- Debido a la mayor adherencia mecánica de las partículas de perfil angular, la piedra chancada produce resistencia mayores que la grava redondeada. La angularidad acentuada deberá ser evitada por requerir altos contenidos de agua y presentar reducciones en la trabajabilidad.
- Para concretos de alta resistencia, se considera que el agregado ideal debe ser 100% agregado chancado de perfil angular y textura rugosa, limpio, duro, resistente, poco absorbente, de preferencia con el menor porcentaje de partículas chatas o elongadas.
- Los estudios recomiendan el uso de agregado chancado, pues producen resistencias mas altas que agregados redondeados, la razón principal de esto es la adherencia mecánica que puede ser desarrollada con partículas angulares. Sin embargo, partículas muy anguladas causan disminución de la trabajabilidad. El agregado ideal debe ser limpio, de formas cúbicas y angulado, 100% chancado con un mínimo contenido de partículas planas y alargadas.

## 2.4. ADICIONES MINERALES (Microsílice).-

### 2.4.1. Generalidades.-

El uso de adiciones minerales en el concreto, no es una tecnología reciente, Maliowski reporta un viejo ejemplo que data de 5000-4000 años A. C., la cual fue una mezcla de limos y una puzolana natural, los viejos escritos del ingeniero romano Marcus Vitrubius Pollio, reportan cementos hechos por los griegos y romanos, los que describe como de durabilidad superior, el indica que los romanos desarrollaron técnicas superiores mediante el uso de una combinación de limos y puzolanas. Actualmente, el uso de adiciones minerales al concreto y al cemento, se ha difundido mundialmente, estando en boga el uso de materiales como la ceniza volante y el filler calizo, este incremento en el uso de estos materiales se debe principalmente a las mejoradas propiedades del concreto tanto en estado endurecido como en estado fresco; este incremento de trabajabilidad, durabilidad y según sea el caso de resistencia, hacen que el uso de adiciones ya sean naturales o artificiales sea muy recomendado para el concreto. En las siguientes imágenes obtenidas por microscopía se muestran los diferentes materiales usados como adición en el concreto.



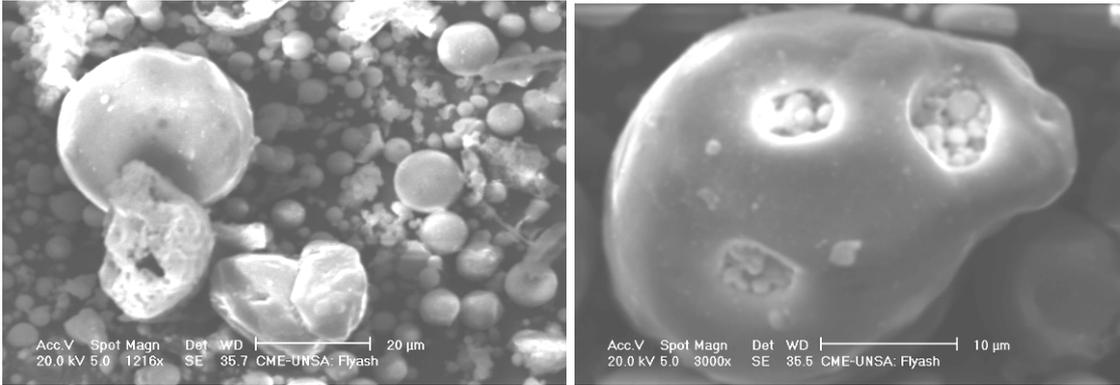


Fig. 2.20. Imágenes de partículas de Ceniza Volante conocidas como cenoesferas y pleroesferas, obtenidas de la planta termoeléctrica de Ilo.

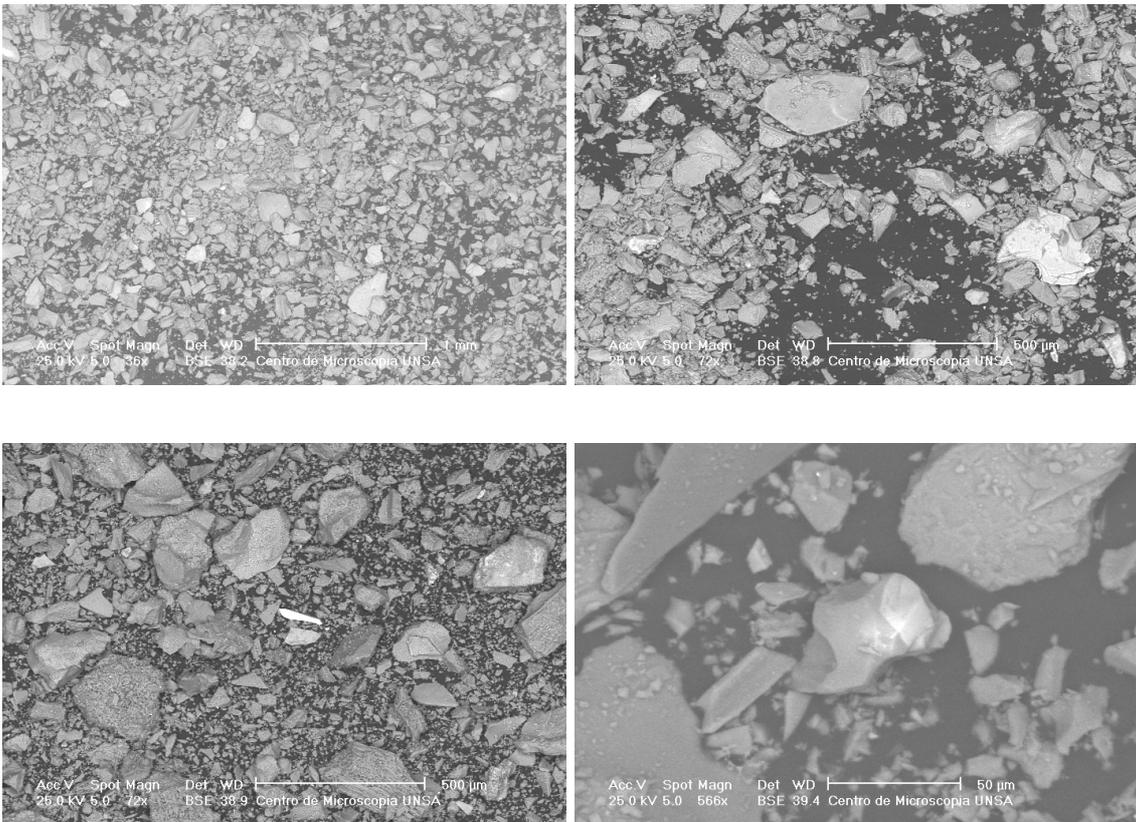


Fig. 2.21. Imágenes de partículas de puzolana natural (Arequipa).

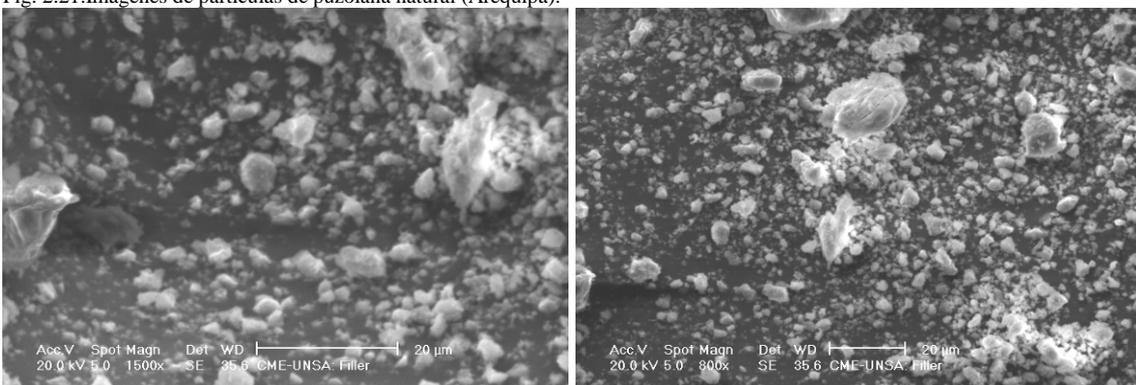


Fig. 2.22. Imágenes de partículas de filler calizo.

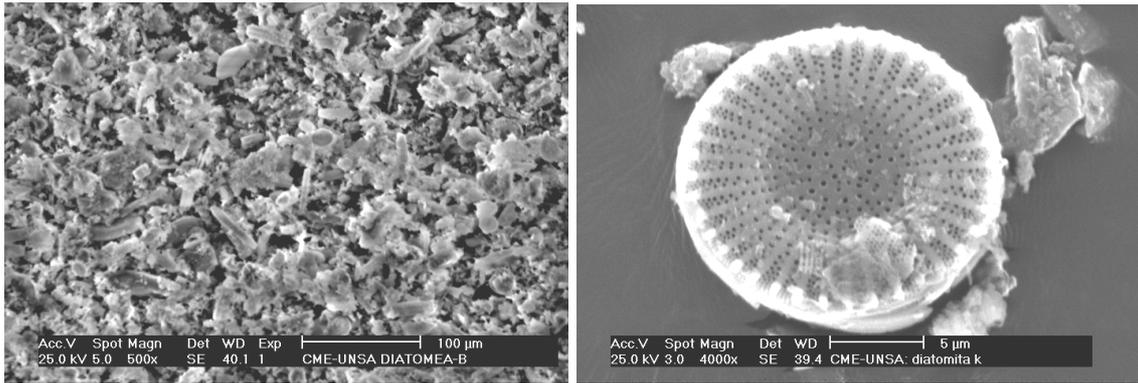


Fig. 2.23. Imágenes de partículas de diatomeas.

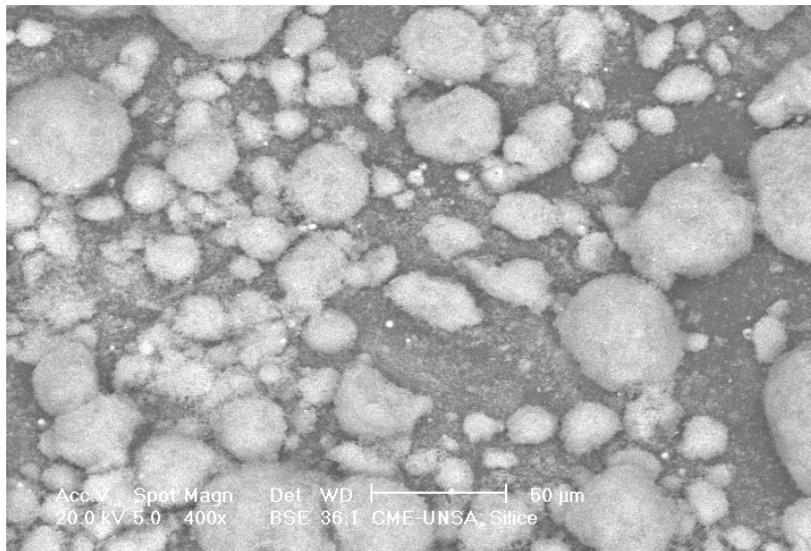


Fig. 2.24. Partículas de microsilíce aglomerada (microsilíce expuesta a un ambiente húmedo)

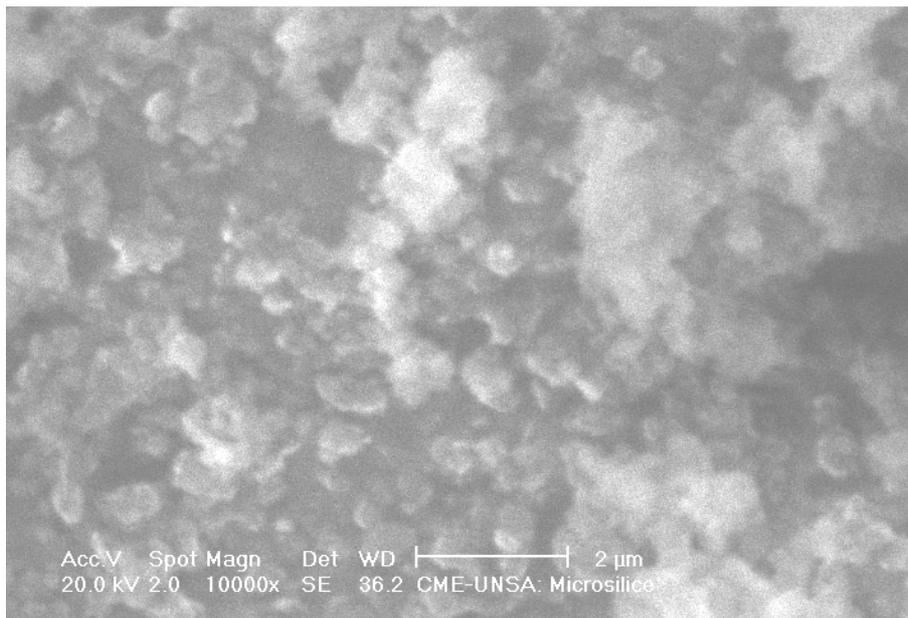


Fig. 2.25. Partículas de microsilíce, imagen a un aumento de 10000x.

En el presente documento esta dedicado exclusivamente a un material definido como una "super puzolana" por la gran mejora que brinda a las propiedades del concreto, nos referimos a la microsílíce, producto derivado de la industria del ferro-silicio, el cual es de gran uso para la elaboración de concretos de alto desempeño con propiedades de altas y muy altas resistencias.

#### **2.4.2. Propiedades físicas.-**

Las microsílíces presentan características comunes; tipo amorfo, diámetro promedio muy pequeño, alto contenido de sílice, condensación por vapores de óxido de silicio, etc.

##### **2.4.2.1. Color.-**

La microsílíce varía de color gris claro a oscuro, dando una lechada de color negro. Debido a que el  $\text{SiO}_2$  es incoloro, el color es determinado por los componente no silicios, los cuales incluyen el carbón y óxido de hierro. En general al igual que en otros productos derivados de la calcinación por carbón, cuanto más alto es el contenido de carbón, más oscuro es el color.

##### **2.4.2.2. Densidad.-**

La densidad de las microsílíces es usualmente reportada como 2.2, sin embargo este valor puede variar según el productor, un alto contenido de carbón en la microsílíce será reflejada en una menor densidad.

##### **2.4.2.3. Peso unitario no densificado**

El peso unitario suelto de microsílíces. colectadas de la producción de metales silíceos y/o aleaciones de ferrosilicón. es del orden de 130 a 430  $\text{kg/m}^3$ , un valor promedio de 300  $\text{kg/m}^3$  es aceptado. Los silos los cuales pueden contener una masa dada de cemento portland, puedan contener únicamente el 25% de microsílíces.

#### 2.4.2.4. Superficie específica

La microsílíce es un conjunto de partículas vítreas muy finas. de perfil esférico y diámetro muy pequeño, cuya superficie específica está en el orden de 200.000 cm<sup>2</sup>/gr. cuando es determinada empleando las técnicas de absorción de nitrógeno. La distribución por tamaños indica partículas con diámetro promedio de 0.1 micrómetros, el cual es aproximadamente 100 veces menor que el de las partículas de cemento promedio.

Así, esta alta superficie específica y el gran contenido de dióxido de sílice amorfa proporcionan excepcionales propiedades puzolánicas. En la tabla siguiente se muestran los rangos para los valores de superficie específica de algunos materiales.

TABLA 2.21. Superficie específica característica de materiales usados como adición y del cemento

Material	Superficie Especifica
Microsílices	200 000 cm <sup>2</sup> /gr
Cenizas	4000 – 7000 cm <sup>2</sup> /gr
Escorias	3500 – 6000 cm <sup>2</sup> /gr
Cemento portland	3000 – 4000 cm <sup>2</sup> /gr

El índice de Reactividad se incrementa debido a la elevada superficie específica. el diámetro mínimo de las partículas y su alto contenido de sílice, la cual reacciona con el hidróxido de calcio, resultante de la hidratación del cemento, para producir cristales de silicato de calcio hidratado.

#### 2.4.3. Propiedades químicas.-

##### 2.4.3.1. Composición química.-

La microsílíce es un subproducto con composición química muy constante, aunque puede tener algunos cambios dependiendo de la aleación de silicio que se está produciendo y la naturaleza de las materias primas. En la composición química predomina el SiO<sub>2</sub> con el 90 al 96%.

La Tabla 2.22 da la composición química de microsílicas típicas provenientes de hornos de Noruega y los Estados Unidos. Los hornos contienen generalmente más del 90% de dióxido de silicio, la mayoría del cual está en estado amorfo. La composición química de las microsílicas varía de acuerdo al tipo de aleación que está siendo producido. Por ejemplo, los hornos de un horno de ferrosilicio generalmente contienen más óxidos de hierro y magnesio que aquellos provenientes de un horno que produce silicio.

TABLA 2.22. Rangos para la composición química de las microsílicas.

Oxido	%
SiO <sub>2</sub>	90.0 - 93.0
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0.5 - 0.6
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	3.4 - 4.5
MgO	0.3 - 0.5
CaO	0.5 - 0.8
Na <sub>2</sub> O	0.1 - 0.3
K <sub>2</sub> O	1.0 - 1.2
C	1.3 - 3.6
S	0.1 - 0.2
C + S	1.4 - 3.8
SO	0.4 - 1.3
H <sub>2</sub> O	0.0 - 4.8

#### 2.4.3.2. Cloruros.-

El contenido de cloruros soluble en ácido de microsílicas si y no densificadas se ha encontrado que varía entre 0.016 a 0.025 por masa. Las especificaciones europeas han establecido un límite superior para los cloruros en microsílicas de 0.1 á 0.3 en masa. Asumiendo un contenido de cemento de 390 kg/m<sup>3</sup>, una adición del 10% de microsílíce por masa, y un contenido de cloruros soluble en ácido de 0.20% en masa en la microsílíce, ésta deberá contribuir con 0.002% de ion cloruro por masa de cemento. En aquellos casos en que los límites de cloruros son críticos. la contribución por la microsílíce deberá ser incluida en el cálculo total

### 2.4.3.3. pH

El pH de las microsílices y de las lechadas puede ser determinado. Este ensayo puede efectuarse sobre una muestra preparada por la adición de 20 grs. de microsílíce a 80 grs. de agua libre de iones. Los valores típicos de una fuente de metal silicoso están entre 6.0 y 7.0

### 2.4.3.4. Cristalinidad

Los ensayos por difracción de rayos X han mostrado que la microsílíce es esencialmente amorfa. Popovic ha observado carburo de silicio, un compuesto intermedio, que ocurre durante la producción de silicio y aleaciones de ferrosilicio.

Todos los esquemas de difracción presentan un amplio doblado centrado alrededor del área donde normalmente debería encontrarse cristobalita cristalina. La ausencia de un material diferente en esta ubicación sugiere que la cristobalita no está presente en cantidades significativas.

### 2.4.4. Características de la microsílíce utilizada

Para la presente investigación se usó la microsílíce comercializada por Sika Perú, conocida con el nombre comercial de SikaFume, a continuación presentamos sus características principales:

TABLA 2.23. Características físicas de SIKA FUME

Característica	Valor
Blaine	180 000 – 200 000 cm <sup>2</sup> /g
Gravedad específica	2.2
Finura (diámetro promedio)	0.1 – 0.2 um
Porcentaje pasante 45 um	95 – 100 %
Partícula	Esférica
Forma	Amorfa

Sika Fume no contiene cloruros y es compatible con la mayoría de aditivos plastificantes y superplastificantes, para obtener la fluidez necesaria para la colocación del concreto.

#### 2.4.5. Mecanismos de acción de las microsílises

En 1990 los investigadores Cohen, Olek y Dolch calcularon que por cada 15% de microsílise como reemplazo del cemento, hay aproximadamente 2 millones de partículas de microsílise por cada grano de cemento portland en una mezcla de concreto. No hay por lo tanto demasiada sorpresa que la microsílises tengan un efecto pronunciado sobre las propiedades del concreto.

En general la resistencia en la zona de transición entre la pasta y las partículas de agregado grueso es menor que la del volumen de pasta. La zona de transición contiene más vacíos debido a la acumulación del agua de exudación y la dificultad de acomodar partículas sólidas cerca a la superficie. Relativamente más hidróxido de calcio (CH) se forma en esta región que en el resto. Sin la microsílise los cristales de CH crecen a un tamaño mayor y tienden a estar fuertemente orientados en forma paralela a las partículas de agregado: el CH es más débil que el silicato de calcio hidratado (C.S.H) y cuando los cristales son grandes y están fuertemente orientados en forma paralela a la superficie del agregado, ellos son fácilmente unidos. Una zona de transición débil resulta de la combinación de altos contenidos de vacíos y cristales grandes de CH fuertemente orientados.

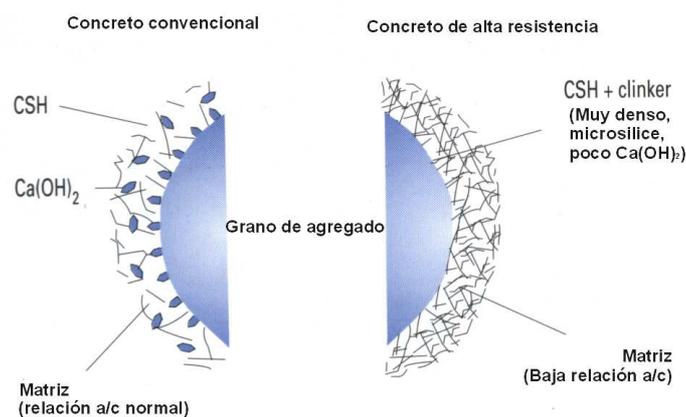


Fig. 2.26. Efecto de la microsílise en la aureola de transición del agregado, comparación entre un concreto convencional y un concreto de alto desempeño.

De acuerdo a Mindess, en 1988, las microsílises incrementan la resistencia del concreto fuertemente, principalmente debido a su incremento de

la resistencia por adherencia entre la pasta y las partículas de agregado. En 1986 Walg, entre otros investigadores, encontró que aún una pequeña adición del 2% al 5% de microsilíce produce una estructura densa en la zona de transición con un consecuente incremento en el microendurecimiento y la resistencia a la fractura. Igualmente Detwiler en 1990 encontró que la microsilíce incrementa la resistencia a la fractura de la zona de transición entre la pasta y el acero.

La presencia de la microsilíce en el concreto fresco generalmente da por resultado una reducción en la exudación y mayor cohesividad. Este es un efecto físico como resultado de incorporar partículas extremadamente finas en la mezcla. Como ya indicó Sellevold en 1987 "El incremento en la coherencia (cohesividad) deberá beneficiar la estructura en términos de reducir la segregación y los bolsones de agua debajo de acero de refuerzo y el agregado grueso". Monteiro y Metha en 1986 determinaron que la presencia de la microsilíce reduce el espesor de la zona de transición entre la pasta y las partículas de agregado, dando lugar a la reducción de la exudación.

La presencia de microsilíce acelera la hidratación del cemento durante la etapa inicial. Sellevold, en 1982, encontró que un volumen igual de un relleno inerte (carbonato de calcio) produce el mismo efecto y concluyó que la simple presencia de numerosas partículas finas, sean puzolánicas o no, tiene un efecto catalizador sobre la hidratación del cemento.

La reacción puzolánica brinda mejoras importantes de la resistencia en el tiempo. En concreto endurecido, las partículas de microsilíce incrementan el acomodo del material sólido al llenar los espacios entre los granos de cemento, de la misma manera como el cemento llena los espacios entre las partículas de agregado fino, y éstas llenan los espacios entre las partículas de agregado grueso en el concreto. Esta analogía se aplica únicamente cuando las fuerzas superficiales entre partículas de cemento son despreciables, esto es, cuando

existe suficiente aditivo presente para compensar el efecto de las fuerzas superficiales.

Bache, en 1981, también ha demostrado que la adición de microsilice deberá reducir la demanda de agua debido a que las microsilices han de ocupar espacios de otra manera ocupados por el agua entre los granos de cemento. Esta reducción solamente se aplica a sistemas con suficiente agua para reducir las fuerzas superficiales. En la presencia de cemento portland hidratado, las microsilices deberán reaccionar como un constituyente amorfo, rico en sílice, en presencia de CH, combinándose con la sílice para formar un hidrato calcio-sílice mediante una reacción puzolánica. La forma más simple para que una reacción ocurra es la mezcla en solución de una sílice amorfa y un hidróxido de calcio.

Grutzeck, Roy y Wolfe-Confer, en 1982, han sugerido un modelo -gel- de la hidratación de los cementos microsilice-cemento. De acuerdo a este modelo, la microsilice contacta con el agua de mezclado y forma un gel rico en sílice, absorbiendo la mayoría del agua disponible. Entonces el gel se aglomera entre los granos del cemento no hidratado, revistiendo los granos en el proceso. El hidróxido de calcio reacciona con la superficie exterior de este gel para formar C.S.H. Este gel se forma en los vacíos del C.S.H producido por la hidratación del cemento, produciendo una estructura muy densa.

## **2.5. ADITIVOS QUIMICOS.-**

### **2.5.1. Introducción.-**

Desde la década de 1930, el uso de aditivos en el concreto se ha difundido, pero no es hasta la década de 1970 cuando su uso se incremento significativamente, sin embargo en el Perú su uso aún no es generalizado a pesar del incremento registrado en la pasada década. La definición actual del concreto como un material de 5 componentes tomara mayor fuerza en los próximos años dadas las nuevas tecnologías, en las cuales los aditivos químicos tienen un papel muy importante. Existe gran variedad de aditivos químicos sin embargo son los plastificantes y superplastificantes los aditivos químicos mas comúnmente utilizados en el concreto; en la presente sección nos limitamos a la descripción de estos aditivos, dando especial atención a los policarboxilatos modificados los cuales fueron usados durante la investigación.

La forma de actuar de los aditivos superplastificantes se encuadra dentro de alguno de los cuatro mecanismos mencionados a continuación:

- Adsorción del polímero sobre las superficies de las partículas
- Repulsión electrostática (dispersión)
- Repulsión estérica
- Bloqueo de los sitios reactivos superficiales de las partículas del cemento por las moléculas de superfluidificante.

### **2.5.2. Clasificación según norma.-**

Los aditivos plastificantes y superplastificantes han sido clasificados según la norma ASTM C-494, donde se encuentran combinados con la acción de aditivos reductores y aceleradores de fragua, en la siguiente tabla se muestra los diferentes tipos:

TABLA 2.24. Tipos de aditivos químicos según la norma ASTM C 494.

Tipo	Características
A	Actúan como reductores de agua.
B	Actúan como retardadores del tiempo de fraguado.
C	Actúan como acelerantes.
D	Actúan como reductores de agua y retardadores de fragua.
E	Actúan como reductores de agua y acelerantes.
F	Actúan como reductores de agua de alto rango.
G	Actúan como reductores de agua de alto rango y retardadores.

A diferencia de los plastificantes (tipos A, D y E), los superplastificantes (tipos F y G) pueden reducir el contenido de agua de una mezcla hasta un orden del 40%. En el mercado peruano se puede encontrar diferentes marcas de aditivos químicos, la elección del tipo y marca se debe realizar según los requerimientos específicos de calidad que son de mayor importancia en estos productos dado que un mal control de calidad en la elaboración de los diferentes compuestos, puede provocar inadecuadas propiedades del concreto elaborado con este producto.

### 2.5.3. Clasificación y evolución de los aditivos según su composición.-

Los primeros aditivos plastificantes datan de la década de los años 30 mientras que los primeros aditivos superplastificantes fueron originalmente fabricados en Japón en la década de los años 60 a partir de los formaldeidos naftalenos sulfonados, a fin de producir concretos de alta resistencia al permitir grandes reducciones en el contenido de agua; y en Alemania, desde 1972, a partir de los formaldeidos melamina sulfonados, a fin de desarrollar concretos fluídos es decir concretos con asentamientos mayores de 200 mm (7.9”).

Durante mas de 60 años la evaluación de los aditivos ha sido continua, desde los primeros aditivos a base de lignosulfatos a los actuales policaborxilatos modificados. En la siguiente imagen se muestran la evolución de los aditivos plastificantes y superplastificantes.

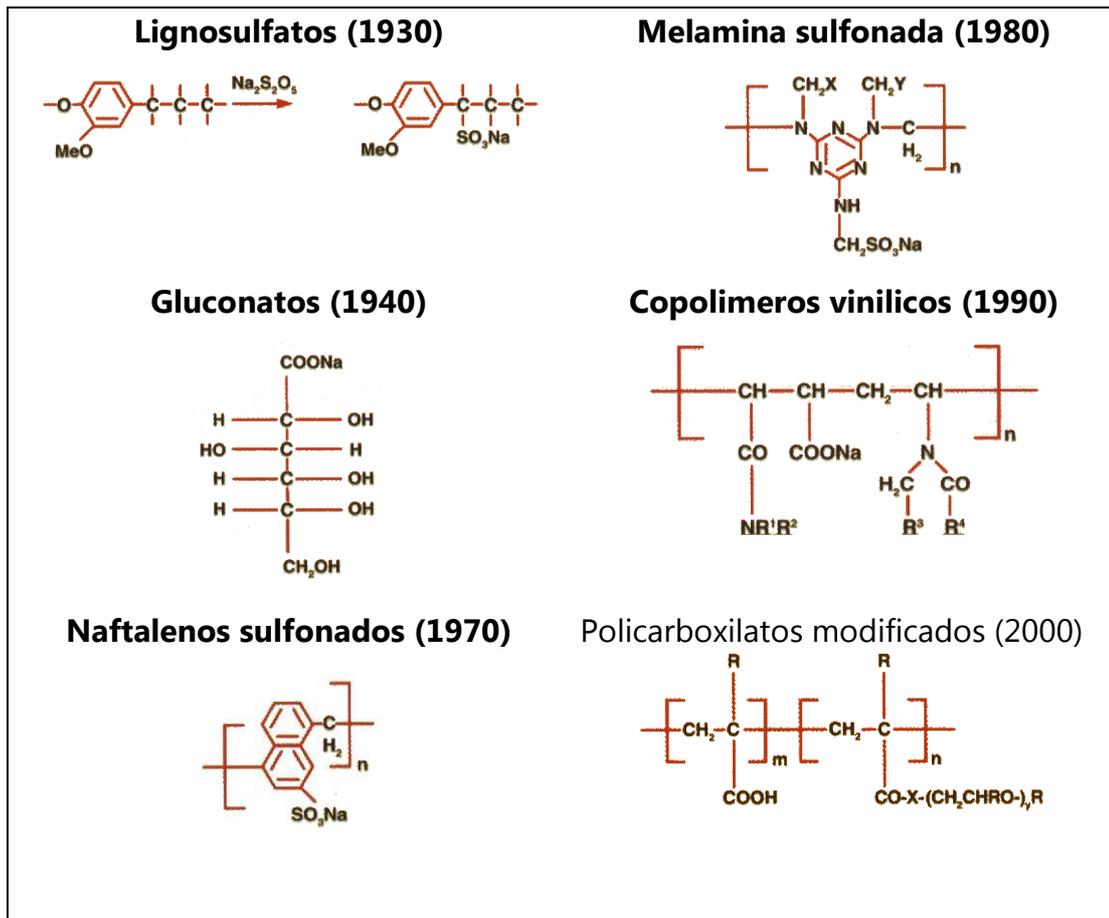


Fig. 2.27. Clasificación y evolución de los aditivos plastificantes y superplastificantes.

Los condensados de formaldeidos melamina sulfonados (SMF) son de origen alemán, los condensados de formaldeidos naftaleno sulfonados (SNF) fueron originalmente desarrollados en el Japón, los lignosulfonatos modificados (MLS) son de origen canadiense.

#### 2.5.4. Policarboxilatos modificados.-

Los aditivos de tercera generación a base de policarboxilatos modificados fueron especialmente desarrollados para concretos trabajables con bajas relaciones agua/cemento están basados en cadenas de eter policarboxílico modificado, el excelente efecto de dispersión realizado por estos aditivos, producen una buena retención de slump, alcanzando alta resistencia y durabilidad en el concreto. Estos aditivos cumplen la norma ASTM C-494 y NTP-334.088.

Los tradicionales Aditivos superplastificantes, como la melamina y naftaleno sulfonado, se basan en polímeros, los cuales son absorbidos por partículas de

cemento. Ellos son envueltos alrededor de las partículas de cemento, rápidamente durante el proceso de mezcla del concreto. Los grupos sulfonados de cadenas polimericas, incrementan la carga negativa en la superficie de las partículas de cemento y estas son dispersadas por repulsión eléctrica. Este mecanismo eléctrico causa la dispersión de la pasta, como consecuencia requiere menos agua en la mezcla, obteniendo una buena trabajabilidad. Estos aditivos tienen diferente estructura química, como el eter carboxilico de largas cadenas. Al iniciar el proceso de mezclado imita algunos mecanismos de dispersión electrostática, como los tradicionales aditivos, pero los lados de cadena enlazada por la estructura polimerica, origina un efecto el cual estabiliza la capacidad de las partículas para separarse y dispersarse, con estos procesos se obtiene gran fluidez y reducción de agua en el concreto. La alcalinidad creada en la pasta permite que los polímeros, puedan abrirse y progresivamente adicionar mas cadenas de polímeros, que previenen la temprana floculación o endurecimiento de la mezcla. Como ya se menciono anteriormente los policarboxilatos modificados ejercen 2 efectos en las partículas de cemento.

### **Efecto de dispersión (A)**

Las moléculas del aditivo son atraídas inmediatamente por las suaves partículas de cemento la envuelven alrededor del cemento durante la mezcla.

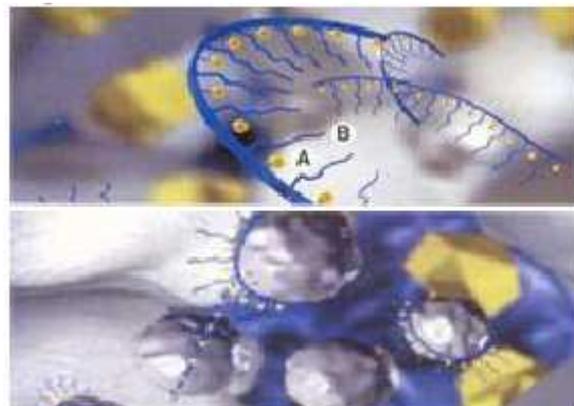


Fig. 2.28. Efecto de dispersión.

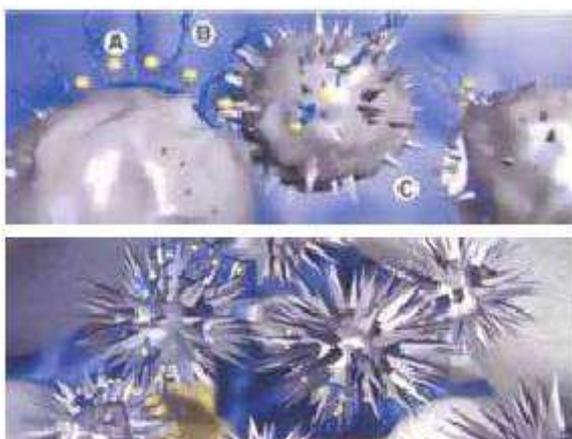


Fig. 2.29. Efecto estérico.

### **Efecto Esterico (B y C)**

Las moléculas del aditivo tienen una larga cadena lateral (B) - éstos

le alto desempeño – Pablo Portugal Barriga

construyen un efecto estérico que mejoran la habilidad de la partícula de cemento de seguir separándose (C). Estos aditivos pueden proporcionar la trabajabilidad extendida debido a un único rasgo llamado "el mecanismo de eficacia sucesiva."

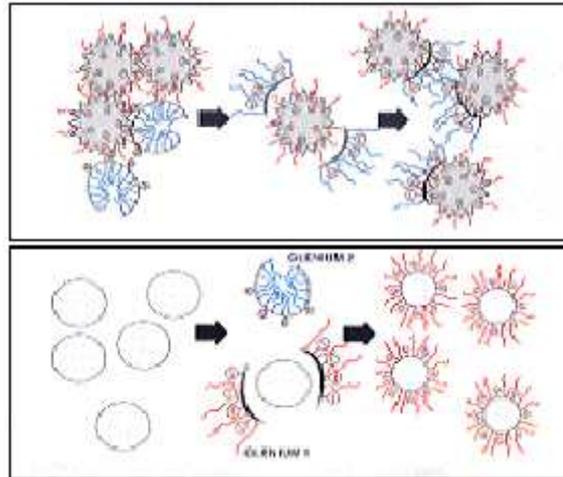


Fig. 2.30. Efecto de dispersión y estérico de los policarboxilatos modificados.

### 2.5.5. Formas de uso.-

Los aditivos superplastificantes pueden ser usados para tres funciones principales:

- **Incrementar la trabajabilidad (Función superplastificante)**

Dada una mezcla de concreto con un asentamiento, relación agua/cemento, y cantidad de cemento definidos, el aditivo se utiliza para incrementar la trabajabilidad de la mezcla, sin cambiar otra característica del diseño de mezcla, dependiendo de la dosis y tipo de aditivo en la prueba de cono de Abrams, el slump puede ser incrementado de manera considerable.

- **Incrementar la resistencia (Función reductor de agua)**

Dada una mezcla de concreto con un asentamiento y cantidad de cemento definidos, el aditivo se utiliza para encontrar la cantidad de agua + aditivo

que producirá el slump deseado; según la dosis y tipo de aditivo, la reducción de agua puede llegar hasta el orden del 40%, con el consiguiente incremento de resistencia, dada la menor relación agua/cemento; esta función es empleada para producir concretos de alta resistencia.

- **Reducir la cantidad de cemento**

Dada una mezcla de concreto con una relación agua/cemento, slump y cantidad de cemento definidos, el aditivo se usa para reducir la cantidad de agua, manteniendo constante la relación agua/cemento, con la consiguiente reducción de la cantidad de cemento; esta función ha sido muy empleada, sin embargo no es muy recomendada usarla para reducir al máximo la cantidad de cemento, dada la reducción en la durabilidad del concreto; si bien puede conseguirse ahorros de hasta el 30% del contenido del cemento, en un análisis de los costos puede ser anti-económico por el mayor uso de aditivo.

#### 2.5.6. Aditivos usados en la investigación.-

Durante la investigación se utilizó tres diferentes aditivos, plastificantes y superplastificantes, primero se evaluó su comportamiento en pastas de cemento como se observó en el Cap. II, y luego se utilizó el mejor de los tres en las mezclas a continuación detallamos algunas características de los tres aditivos utilizados.

- **Plastiment HE 98:**

Plastiment HE 98 es un aditivo plastificante e impermeabilizante exento de cloruros que produce en el concreto un aumento considerable en su trabajabilidad logrando una buena reducción en la relación agua/cemento.

- **Sikament 290 N:**

Sikament 290N es un aditivo polifuncional que puede ser empleado como plastificante o superplastificante según la dosificación utilizada. No contiene cloruros y no ejerce ninguna acción corrosiva sobre las armaduras.

- **Sika Viscocrete 1:**

Sika Viscocrete 1 es un poderoso superplastificante de tercera generación para concretos y morteros, que cumple con los requerimientos para superplastificantes según las normas SIA 162 y prEN 934-2.

En la siguiente tabla se detallan las principales características de los aditivos mencionados :

TABLA 2.25. Características físicas y químicas de los aditivos empleados.

<b>Característica</b>	<b>Plastiment HE 98</b>	<b>Sikament 290N</b>	<b>Sika Viscocrete 1</b>
<b>Aspecto</b>	Líquido	Líquido	Líquido
<b>Color</b>	Café	Marrón	Verde azulado
<b>Densidad</b>	1.18 Kg/l	1.18 Kg/l	1.06 Kg/l
<b>Tipo de solución acuosa</b>	Lignosulfonato Modificado	Conteniendo un polímero nafténico	Policarboxilato modificado.
<b>Contenido de sólidos</b>	38%	40%	-
<b>pH</b>	8.5	7	6.5
<b>Dosis por peso del cemento</b>	0.3 – 0.7%	0.3 – 0.6 % 0.6 – 1.4%	0.4 - 1.2% 1.2 – 2.0%

## 2.6. AGUA.-

Debido a que el agua ocupa un papel predominante en las reacciones del cemento durante el estado plástico, el proceso de fraguado y el estado endurecido de un concreto, la presente sección pretende dar una visión generalizada acerca de las características que debe tener desde un punto de vista de la tecnología del concreto.

### 2.6.1. Definiciones.-

**Agua de mezclado.-** Es definida como la cantidad de agua por volumen unitario de concreto.

**Agua de hidratación.-** Es aquella parte del agua original de mezclado que reacciona químicamente con el cemento para pasar a formar parte de la fase sólida del gel, es también conocida como agua no evaporable.

**Agua evaporable.-** El agua restante que existe en la pasta, es agua que puede evaporarse, pero no se encuentra libre en su totalidad. El gel cemento cuya característica principal es un enorme desarrollo superficial interno, ejerce atracción molecular sobre una parte del agua evaporable y la mantiene atraída.

**Agua de adsorción.-** Es una capa molecular de agua que se halla fuertemente adherida a las superficies del gel por fuerzas intermoleculares de atracción.

**Agua capilar.-** Es el agua que ocupa los poros capilares de la pasta, a distancias que suelen estar comprendidas en el intervalo de 30 a 10 Å, de manera que parte de ella esta sujeta débilmente a la influencia de las fuerzas de superficie del gel.

**Agua libre.-** Es la que se encuentra fuera de la influencia de las fuerzas de superficie, de tal modo que tiene completa movilidad y puede evaporarse con facilidad.

### 2.6.2. Requisitos de calidad.-

El agua ha ser empleada debe cumplir con los requisitos dados por las normas como la NTP 339.088, y ser de preferencia potable. Si se hace necesario el uso de agua no potable, se deben realizar estudios comparándola con agua potable, manteniendo la similitud en los procedimientos. En la siguiente tabla se dan los valores máximos permisibles de diferentes compuestos presentes en el agua, sin embargo es necesario destacar que no existen criterios uniformes en cuanto a estos valores.

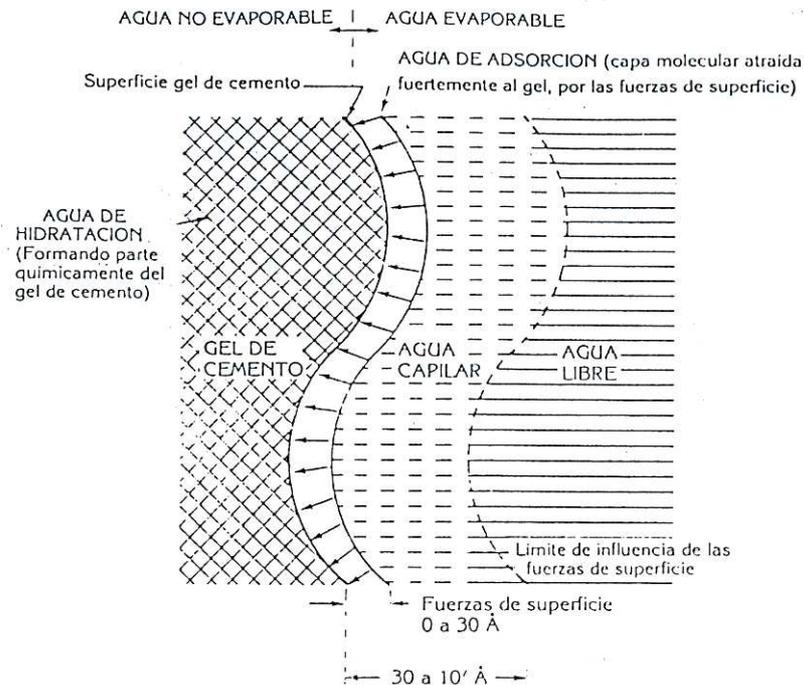


Fig. Esquema de la ubicación del agua en la pasta de cemento hidratado.

TABLA 2.26. Contenido máximo de agentes dañinos en el agua de mezclado.

Sustancia	Valor máximo
Cloruros	330 ppm
Sulfatos	300 ppm
Sales de magnesio	150 ppm
Sales solubles totales	500 ppm
pH	mayor de 7
Sólidos en suspensión	1500 ppm
Materia orgánica	10 ppm

# **CAPITULO III**

## **DISEÑO DE MEZCLAS DE CONCRETO DE ALTO DESEMPEÑO**

---

### **3.1. INTRODUCCION:**

El presente capítulo es uno de los más importantes del presente documento, en una primera parte se realiza la presentación detallada del método de diseño de mezclas de concreto de alta resistencia del comité ACI 211.4, este método semi-empírico sirvió de base para realizar las primeras mezclas de la investigación, seguidamente se cumple uno de los objetivos del presente trabajo que fue el de proponer un método alternativo de diseño de mezclas de concreto de alto desempeño, este objetivo represento uno de los más difíciles a cumplir, dado que la predicción del comportamiento del concreto en su estado fresco y endurecido, es aun uno de los temas principales de investigación alrededor del mundo. Primeramente se debió solucionar el problema de las proporciones ideales de agregados, para esto se realizo comparaciones con varias granulometrías ideales y se utilizo el modelo de acomodado compresible para

predecir estas proporciones, este modelo se presenta detalladamente, a continuación se debió solucionar el problema de la cantidad de cemento de cada mezcla, aquí se presentan varias teorías utilizadas para el calculo aproximado de este valor, relacionándolo a la vez con la trabajabilidad de las mezclas, en el siguiente paso se debió prever la dosis de aditivo a utilizar, para esto se utilizo el concepto de compacidad de los cementos con el cual se consiguió encontrar el punto optimo de uso.

Cada punto mencionado anteriormente, ha sido desarrollado detalladamente y se incluyen ejemplos de los cálculos, la predicción de la resistencia a la compresión y otras propiedades del concreto endurecido se presentan en el capitulo V.

### 3.2. MÉTODO DE DISEÑO DE MEZCLAS DE CONCRETOS DE ALTA

#### RESISTENCIA DEL COMITÉ ACI 211.4.

El método propuesto por el comité 211.4 del ACI abarca el rango de resistencia entre  $450 \text{ kg/cm}^2$  y  $840 \text{ kg/cm}^2$ , este método es aplicable a concretos de peso normal. Las consideraciones básicas de este método al igual que en el método para concretos convencionales es la determinación de la cantidad de los materiales requeridos para producir un concreto con las propiedades en estado fresco y endurecido deseadas y a un bajo costo. El procedimiento consiste en una serie de pasos, con los cuales se debe cumplir los requerimientos de resistencia y trabajabilidad deseados, el método recomienda elaborar varias pruebas en laboratorio y en el campo hasta encontrar la mezcla deseada.

##### 3.2.1. Procedimiento de diseño.-

###### ▪ Paso 1:

*Seleccionar el slump y la resistencia del concreto requeridos, valores recomendados para el slump se muestran en la tabla 3.1. A pesar que un concreto de alta resistencia es producido exitosamente con la adición de un superplastificante sin una medida inicial del slump, es recomendado un slump de 1 a 2" antes de adicionar el superplastificante. Esto asegurará una adecuada cantidad de agua para la mezcla y permitirá que el superplastificante sea efectivo.*

Para un concreto elaborado sin superplastificante es recomendado un slump entre 2 a 4", este puede ser escogido de acuerdo al trabajo a realizarse. Concretos con menos de 2" de slump son difíciles de consolidar dado el alto contenido de agregado grueso y materiales cementicios.

###### ▪ Paso 2:

*Seleccionar el tamaño máximo del agregado, basados en los requerimientos de resistencia, el tamaño máximo del agregado grueso es dado en la tabla 3.2. El ACI 318 establece que el tamaño máximo del un agregado no debe exceder un quinta parte de la dimensión menor entre los lados del elemento, una tercera*

parte de la profundidad de la losa, o tres cuartas partes del mínimo espaciado entre las barras de refuerzo.

▪ **Paso 3:**

*Seleccionar el contenido óptimo de agregado grueso*, el óptimo contenido de agregado grueso depende su resistencia característica y tamaño máximo. El contenido óptimo recomendado de agregado grueso, expresado como una fracción del peso unitario compactado, es dado en la tabla 3.3. como una función del tamaño máximo nominal.

El peso seco del agregado grueso por m<sup>3</sup> de concreto puede ser calculado usando la siguiente ecuación:

$$\text{Peso seco del agregado grueso} = \% \text{Psag} * \text{P.U.C.} \quad (3.1.)$$

En un proporcionamiento de una mezcla de concreto normal, el contenido óptimo de agregado grueso es dado como una función del tamaño máximo y del módulo de fineza del agregado fino. Las mezclas de concretos de alta resistencia, sin embargo, tienen un alto contenido de materiales cementicios, y por lo tanto no son dependientes del agregado fino para lograr la lubricación y compactabilidad de la mezcla. Por supuesto los valores dados en la tabla 3.3. son recomendados para arenas que tienen un módulo de finura entre 2.5 a 3.2.

▪ **Paso 4:**

*Estimar el agua de mezcla y el contenido de aire*, la cantidad de agua por unidad de volumen de concreto requerida para producir un slump dado es dependiente del tamaño máximo, forma de las partículas, gradación del agregado, cantidad de cemento y tipo de plastificante o superplastificante usados. Si se usa un superplastificante, el contenido de agua en este aditivo es tomado en cuenta para el cálculo de la relación agua/cemento: La tabla 3.4. da una primera estimación del agua de mezclado requerida para concretos elaborados con agregados de tamaño máximo entre 1" y 3/8", esta cantidad de agua es estimada sin la adición del aditivo, en la misma tabla también se da los valores estimado de aire atrapado. Estas cantidades de agua de mezclado son máximas para un agregado bien gradado, angular y limpio que cumple con los límites de la norma ASTM C 33. Dado que la forma de las partículas y la textura superficial del agregado fino puede influenciar significativamente su contenido de vacíos, el requerimiento de agua de mezclado puede ser diferente de los valores dados.

Los valores dados en la tabla 3.4. son aplicables cuando el agregado fino usado tiene un contenido de vacíos igual a 35%, el contenido de vacíos del agregado fino puede ser calculado usando la siguiente ecuación:

$$\text{Contenido de vacíos, } V\% = \left( 1 - \frac{\text{P.U.C.}}{\text{Peso específico}} \right) \cdot 100 \quad (3.2.)$$

Cuando el contenido de vacíos del agregado fino no es 35%, es necesario un ajuste a la cantidad de agua de mezclado, este ajuste puede ser calculado usando la siguiente ecuación:

$$\text{Ajuste del agua de mezclado, } A \text{ kg / m}^3 = 4.72 \cdot (V - 35) \quad (3.3.)$$

Usando la ecuación 3.3. obtenemos un ajuste de 4.72 kg/m<sup>3</sup> por cada punto porcentual del contenido de vacíos de la arena.

▪ **Paso 5:**

*Seleccionar la relación agua/materiales cementicios*, en las tablas 3.5<sup>a</sup> y 3.5<sup>b</sup>, valores máximos recomendados para la relación agua/materiales cementicios son mostrados como un función del tamaño máximo del agregado para alcanzar diferentes resistencias a compresión en 28 o 56 días. Los valores dados en la tabla 3.5<sup>a</sup> son para concretos elaborados sin superplastificantes y los dados en la tabla 3.5<sup>b</sup> para concretos con superplastificante.

La relación agua/materiales cementicios puede limitarse por requerimientos de durabilidad. Cuando el contenido de material cementicio excede los 450 kg, se debe considerar el uso de un material cementicio alternativo.

▪ **Paso 6:**

*Calculo del contenido de material cementicio*, el peso del material cementicio requerido por m<sup>3</sup> de concreto puede ser determinado por la división de la cantidad de agua de mezclado entre la relación a/m.c. seleccionada. Sin embargo si las especificaciones incluyen un limite mínimo en la cantidad de material cementicio por m<sup>3</sup>, este debe ser cumplido.

▪ **Paso 7:**

*Proporcionamiento de la mezcla de prueba base*, para determinar las proporciones optimas primero se debe realizar una mezcla base, los siguiente pasos deben ser seguidos para completar la mezcla:

1. Contenido de cemento.- Para esta mezcla, el peso del cemento será igual al calculado en el paso 6.
2. Contenido de arena.- Después de determinar los pesos por m<sup>3</sup> de agregado grueso, cemento, agua, y contenido de aire atrapado, el contenido de arena puede ser calculado usando el método de volúmenes absolutos.

▪ **Paso 8:**

*Proporcionamiento de mezclas usando fly ash*, este método incluye el uso de fly ash como adición al concreto, la adición de este reducirá la demanda de agua, reduce la temperatura, y reduce el costo. Este paso se describe la manera de adicionar al concreto este material y los pasos para su proporcionamiento, recomendando al menos dos pruebas con diferentes contenidos de este material, en el presente documento no se realiza un detalle mas preciso del tema.

▪ **Paso 9:**

*Mezclas de prueba*, para cada mezcla el proporcionamiento se hará siguiendo los pasos del 1 al 8, una mezcla de prueba debe ser producida determinando su trabajabilidad y características de resistencia.

▪ **Paso 10:**

*Ajuste de las proporciones de la mezcla*, si las propiedades deseadas del concreto no han sido obtenidas en las mezclas de prueba, las proporciones de la mezcla base deben ser modificadas siguiendo el procedimiento siguiente:

1. Slump inicial.- Si el slump inicial no se encuentra en los rangos deseados, el agua de mezclado debe ser ajustada, el contenido de cemento debe ser corregido para mantener constante la relación  $a/mc$ , y el contenido de arena debe ser ajustado para asegurar el flujo del concreto.
2. Dosis de superplastificante.- Si un superplastificante es usado, debe ser determinado su efecto en la trabajabilidad y resistencia. Se debe seguir las indicaciones dadas por el fabricante en cuanto a su tasa máxima de uso. El uso en laboratorio de superplastificantes debe ser ajustado para su uso en campo.
3. Contenido de agregado grueso.- Una vez que las mezclas de prueba de concreto han sido ajustadas para el slump deseado, se debe determinar si la mezcla es demasiado aspera. Si es necesario el contenido de agregado grueso puede ser reducido y el contenido de arena ajustado. Sin embargo este incremento del contenido de arena incrementará la demanda de agua, y por lo tanto el contenido de cemento.
4. Contenido de aire.- Si el contenido de aire difiere significativamente de las proporciones deseadas, el contenido de arena puede ser ajustado.
5. Relación  $a/mc$ .- Si la resistencia requerida no es alcanzada, mezclas adicionales con una menor relación  $a/mc$  deben ser elaboradas.

▪ **Paso 11:**

*Selección de la mezcla óptima*, una vez que las proporciones de mezcla han sido ajustadas para producir la trabajabilidad y resistencia deseadas, es necesario realizar pruebas en las condiciones de campo de acuerdo a los procedimientos recomendados por el ACI 211.1.

### 3.2.2. Tablas para el diseño.-

**TABLA 3.1.: Slump recomendado para concretos de Alta Resistencia con y sin superplastificante**

Slump con SP	Slump sin SP
1" - 2"	2"-4"

antes de la adición del SP

**TABLA 3.2.: Tamaño máximo del agregado grueso**

Resistencia requerida del concreto (Kg/cm2)	Tamaño máximo del agregado
< 630	3/4" - 1"
> 630	3/8" - 1/2"

**TABLA 3.3.: Volumen de Agregado Grueso por unidad de volumen de concreto ( Para Ag. Fino con modulo de finura entre 2.5 - 3.2)**

Tamaño nominal máximo	3/8"	1/2"	3/4"	1"
Fracción volumétrica Psag	0.65	0.68	0.72	0.75

**TABLA 3.4.: Requerimientos aproximados de agua de mezclado y contenido de aire Del concreto basado en el uso de una arena con 35% de vacíos.**

Slump	Agua de mezclado en Kg/m3 para los tamaños máximos de agregados gruesos indicados			
	3/8"	1/2"	3/4"	1"
1"-2"	183	174	168	165
2"-3"	189	183	174	171
3"-4"	195	189	180	177
<b>Aire Atrapado</b>				
Sin superplastificante	3	2.5	2	1.5
Con superplastificante	2.5	2	1.5	1

**TABLA 3.6: Porcentajes de reemplazo de fly-ash**

<b>Tipo</b>	<b>Porcentaje por peso</b>
ASTM Clase F	15 - 25
ASTM Clase C	20 - 35

**TABLA 3.5<sup>a</sup>. : Relación Agua/Materiales cementicios para concretos sin superplastificante**

<b>Resistencia promedio f'cr* Kg/cm2</b>	<b>Edad (días)</b>	<b>Relación a/cm para los tamaños máximos de agregados gruesos indicados</b>			
		<b>3/8"</b>	<b>1/2"</b>	<b>3/4"</b>	<b>1"</b>
500	28	0.41	0.40	0.39	0.38
	56	0.44	0.43	0.42	0.42
550	28	0.36	0.35	0.34	0.34
	56	0.39	0.38	0.37	0.36
600	28	0.32	0.31	0.31	0.30
	56	0.35	0.34	0.33	0.32
650	28	0.29	0.28	0.28	0.27
	56	0.32	0.31	0.30	0.29
700	28	0.26	0.26	0.25	0.25
	56	0.29	0.28	0.27	0.26

\* La resistencia promedio deberá ser reajustada para usar esta tabla con un valor de 0.9

**TABLA 3.5<sup>b</sup>.: Relación Agua/Materiales cementicios para concretos con superplastificante**

<b>Resistencia promedio f'cr* Kg/cm2</b>	<b>Edad (días)</b>	<b>Relación a/cm para los tamaños Máximos de agregados gruesos indicados</b>			
		<b>3/8"</b>	<b>1/2"</b>	<b>3/4"</b>	<b>1"</b>
500	28	0.49	0.47	0.45	0.42
	56	0.54	0.51	0.47	0.45
550	28	0.44	0.42	0.40	0.39
	56	0.49	0.46	0.43	0.41
600	28	0.40	0.38	0.36	0.35
	56	0.44	0.41	0.39	0.37
650	28	0.36	0.35	0.33	0.32
	56	0.40	0.38	0.36	0.34
700	28	0.33	0.32	0.31	0.30
	56	0.37	0.35	0.33	0.32
750	28	0.31	0.30	0.28	0.28
	56	0.34	0.32	0.30	0.30
800	28	0.29	0.28	0.26	0.26

	56	0.32	0.30	0.28	0.28
850	28	0.27	0.26	0.25	0.25
	56	0.30	0.28	0.27	0.26

\* La resistencia promedio deberá ser reajustada para usar esta tabla con un valor de 0.9

### 3.2.2. Ejemplo.-

#### Requerimientos:

Diseñar un concreto de alta resistencia para columnas de un edificio multipropósito de 72 pisos (ej. Interfirst Plaza, Dallas, USA), con un resistencia especificada a los 28 días de 700 Kg/cm<sup>2</sup>. Un slump de 9" es requerido para lograr la trabajabilidad necesaria. El tamaño del agregado no debe exceder 1/2". Use un aditivo superplastificante para obtener el slump requerido. Asuma que no existe registro anterior de producción de concretos de alta resistencia.

#### Desarrollo:

Los análisis de laboratorio para los agregados nos dan los siguientes resultados:

#### **Agregado fino:**

Modulo de Finura	2.9
Peso Especifico	2.59
Peso Unitario Compactado	1620Kg/m <sup>3</sup>
Contenido de Humedad	6.4%
Absorción	1.1%

#### **Agregado grueso:**

Agregado Chancado de tamaño máximo 1/2"

Peso Especifico	2.76
Peso Unitario Compactado	1588Kg/m <sup>3</sup>
Contenido de Humedad	0.5%
Absorción	0.7%

#### 1. Selección de slump y resistencia requerida:

Dado el uso de un superplastificante escogemos un slump de 1-2" (tabla 3.1), además por la no existencia de registro de pruebas anteriores calculamos la resistencia promedio del concreto a los 28 días.

$$f'_{cr} = \frac{f'_c + 98}{0.9}$$

$$f'_{cr} = \frac{700 + 98}{0.9}$$

$$f'_{cr} = 886.7 \text{Kg/cm}^2$$

## 2. Verificación y selección del Tamaño Máximo del agregado:

Usamos los datos de la Tabla 3.2, nos recomienda usar para un resistencia superior a 630 Kg/cm<sup>2</sup>, un agregado de tamaño máximo entre 3/8" y 1/2".

## 3. Selección del contenido óptimo de agregado grueso:

De la Tabla 3.3, obtenemos el volumen de agregado grueso, seco y compactado por unidad de volumen de concreto = 0.68, calculamos el peso seco del agregado grueso/m<sup>3</sup> de concreto:

$$W_{\text{seco}} = (\% \text{ Vol}) \times (\text{Peso seco compactado})$$

$$W_{\text{seco}} = 0.68 \times 1588$$

$$W_{\text{seco}} = 1080 \text{ Kg}$$

## 4. Estimación del agua de mezclado y contenido de aire:

De la Tabla 3.4, la primera estimación del agua de mezclado requerida es 174 Kg/m<sup>3</sup> de concreto y el contenido de aire es de 2 %. Calculamos el contenido de arena:

$$V = \left( 1 - \frac{\text{Peso Unitario Seco}}{\text{Peso Específico} \cdot 10^3} \right) * 100$$

$$V = \left( 1 - \frac{1620}{2.59 \cdot 10^3} \right) * 100$$

$$V = 37.5 \%$$

Ajustamos el agua de mezclado:

$$A = 4.72(V - 35)$$

$$A = 4.72(37.45 - 35)$$

$$A = 11.5 \text{ Kg/m}^3$$

Entonces el agua de mezclado será:

$$W = 174 + 11.52 = 185.5 \text{ Kg}$$

## 5. Selección de la relación agua/materiales cementicios o a/cm:

De la Tabla 3.5<sup>b</sup>, obtenemos el valor de la relación a/cm, la resistencia promedio debe ser ajustada previamente para utilizar las tablas 3.5<sup>a</sup> y 3.5<sup>b</sup>.

$$f'_{cr} = 0.9 \times 886.7 = 798 \text{ Kg/cm}^2$$

Obtenemos de la tabla 3.5<sup>b</sup> para agregado de 1/2":

$$\text{Relación a/cm} = 0.272$$

por interpolación

## 6. Calculo del contenido de materiales cementicios:

Conocemos en contenido de agua, 185.52 Kg.

$$cm = 185.52 / 0.272 = 682 \text{ Kg}$$

## 7. Proporciones básicas para mezcla solo con cemento:

Las proporciones de todos los materiales por m<sup>3</sup> excepto la arena es la siguiente:

Cemento	=	$682/(3.15*1000)$	=	0.22m <sup>3</sup>
Ag. Grueso	=	$1080/(2.76*1000)$	=	0.39m <sup>3</sup>
Agua	=	$185.5/1000$	=	0.19m <sup>3</sup>
Aire	=	0.02	=	0.02m <sup>3</sup>
				0.81m <sup>3</sup>
Ag. Fino	=	1-0.81	=	0.19m <sup>3</sup>

La cantidad de agregado fino por m<sup>3</sup> será:

$$\text{Ag. Fino} = (1-0.81)*2.59*1000 = 484\text{Kg}$$

Las proporciones de mezcla en peso serán:

Cemento	=	682Kg/m <sup>3</sup>
Ag. Fino	=	484Kg/m <sup>3</sup>
Ag. Grueso	=	1080Kg/m <sup>3</sup>
Agua	=	186Kg/m <sup>3</sup>
Total	=	2431Kg/m <sup>3</sup>

## 8. Proporción de mezcla usando cemento y ceniza volante:

Se usará, ceniza volante Clase C según las normas ASTM, el que tiene un peso específico de 2.64

De la tabla 3.6, obtenemos los porcentajes de contenido de ceniza volante sobre el contenido de cemento = 20 - 35%. Usamos 4 mezclas de prueba con contenidos de 20, 25, 30 y 35%.

<i>Mezcla de Prueba</i>	<i>Ceniza Volante %</i>	<i>Cemento Kg</i>	<i>Ceniza Volante Kg</i>
1	20	546	136
2	25	512	171
3	30	477	205
4	35	443	239

Las proporciones de todos los materiales por m<sup>3</sup> excepto la arena es la siguiente:

<i>Mezcla de Prueba</i>	<i>Cemento (m<sup>3</sup>)</i>	<i>Ceniza Volante (m<sup>3</sup>)</i>	<i>Agregado Grueso (m<sup>3</sup>)</i>	<i>Agua (m<sup>3</sup>)</i>	<i>Aire (m<sup>3</sup>)</i>	<i>Total (m<sup>3</sup>)</i>
1	0.17	0.05	0.39	0.19	0.02	0.82
2	0.16	0.06	0.39	0.19	0.02	0.82
3	0.15	0.08	0.39	0.19	0.02	0.83
4	0.14	0.09	0.39	0.19	0.02	0.83

El volumen de agregado fino será:

<b>Mezcla de Prueba</b>	<b>Total (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Agregado Fino (m<sup>3</sup>)</b>
1	0.822	0.178
2	0.824	0.176
3	0.826	0.174
4	0.828	0.172

Las proporciones de mezcla en peso serán:

<b>Mezcla de Prueba</b>	<b>Cemento (Kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Ceniza Volante (Kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Agregado Grueso (Kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Agregado Fino (Kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Agua (Kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Total (Kg/m<sup>3</sup>)</b>
1	546	136	1080	462	186	2409
2	512	171	1080	456	186	2404
3	477	205	1080	451	186	2398
4	443	239	1080	446	186	2393
5	682	0	1080	484	186	2431

### 9. Ajuste por el contenido de agua de los agregados:

Contenido de Humedad del Ag. Grueso = 0.5 %

Contenido de Humedad del Ag. Fino = 6.4 %

Corregimos el contenido de agregado considerando su contenido de humedad, para la mezcla con solo cemento tendremos:

Ag. Grueso Corregido =  $1080(1+0.005) = 1085 \text{ Kg}$

Ag. Fino Corregido =  $484(1+0.064) = 515 \text{ Kg}$

Corregimos el agua de mezclado tomando en cuenta la absorción de los agregados:

Agua de mezclado corregida =  $186 - 484(0.064 - 0.011) - 1080(0.005 - 0.007)$   
= 162 Kg

La siguiente tabla muestra los pesos corregidos de los materiales

<b>Mezcla de Prueba</b>	<b>Cemento (Kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Ceniza Volante (Kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Agregado Grueso (Kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Agregado Fino (Kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Agua (Kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Total (Kg/m<sup>3</sup>)</b>
1	546	136	1085	491	162	2421
2	512	171	1085	486	162	2415
3	477	205	1085	480	162	2409
4	443	239	1085	474	162	2404
5	682	0	1085	515	162	2444

### 10. Incremento del Slump a 9":

El slump requerido en este ejemplo es de 9". Para lograr este valor sin mayor adición de agua usamos un superplastificante.

El dosage recomendado por los fabricantes varía entre 0.5 a 2% del peso del cemento, pruebas en laboratorio a una temperatura ambiente de 24°C indican lo siguiente.

0.5% produce 5" de slump.

1% produce 10" de slump.

2% producen la segregación del concreto fresco.

### 3.3. DISEÑO DE MEZCLAS DE AGREGADOS.-

Desde los comienzos de la tecnología del concreto, los investigadores han dedicado un tiempo preferencial al estudio de las características granulométricas, de forma y superficie del agregado; han relacionado estas características directamente con la compacidad de los agregados. Desde D'Henry Le Chatelier (1850 – 1936) luego L.J. Vicat y Rene Feret, fueron los precursores de la búsqueda de la granulometría óptima de los agregados, en Estados Unidos, R. B. Fuller y J. Thompson proponen en 1907 una curva granulométrica continua y basan en ella un método de dosificación científica de concretos, que la bibliografía registra como Método de Fuller. Fuller sustentaba la teoría de que usando una curva granulométrica adecuada podía mejorarse la resistencia mecánica y otras características del concreto. Simultáneamente en Alemania, el profesor O. Graf presento una curva similar, prácticamente coincidente con la de Fuller.

En 1925 en Suiza, el profesor Bolomey propuso una curva granulométrica continua, en la cual también incluía al cemento. En la misma época en Francia el profesor Caquot encontró una solución matemática para la composición granulométrica de los concretos. Por un lado determino que el volumen absoluto varia proporcionalmente al tamaño de los agregados y a la superficie de las paredes que lo contienen, este efecto fue conocido como el efecto pared. Estos conceptos teóricos de Caquot fueron luego utilizados por Faury y Joisel para su aplicación practica en sus métodos de dosificación de concretos por curvas de referencia.

En la actualidad las curvas de referencia han sido generalizadas y normadas, en casi todos los códigos alrededor del mundo, como la norma ASTM C-33, la norma DIN 1045, y por supuesto la norma técnica peruana 400.007.

Sin embargo, el problema de encontrar la curva ideal aun persiste, recientes intentos con resultados favorables han sido presentados en Francia, Canadá y Estados Unidos; en 1999 en Francia De Larrard y Sedran presentaron la ultima versión de un modelo para el calculo de la compacidad de las mezclas de agregado, en Canadá, Aitcin presento su modelo para predecir las proporciones de agregados en función de su granulometría, factores de textura y forma; en China Q. Weizu presento otro modelo basado en el máximo paquete de densidad, esto en concordancia con lo propuesto por De Larrard y Sedran.

A continuación se presenta una revisión a las diferentes teorías y métodos propuestos a través de los años para encontrar las proporciones óptimas de los agregados.

### 3.3.1. Teoría de Fuller y Thompson.-

El trabajo titulado "Las leyes del proporcionamiento del concreto" presentado en 1907 por Fuller y Thompson se considera como el punto de partida para todos los desarrollos posteriores sobre curvas granulométricas, Fuller y Thompson concluyen que toda curva de gradación ideal presenta un comportamiento elíptico en su fracción fina, la cual incluye al cemento, esta curva converge con una línea recta tangente a la elipse en las siguientes fracciones. La ecuación general para la parte elíptica de esta curva, esta dada por:

$$\frac{(y-b)^2}{b} + \frac{(x-a)^2}{a} = 1 \quad (3.4.)$$

donde, y es el porcentaje de material que pasa el tamiz de abertura x. A y b son constantes que representan los ejes de la elipse y su valor depende del tamaño máximo (D) del agregado y de la forma de las partículas; estos valores se muestran en la tabla 3.6. Estas constantes fueron dadas de tal manera que a mas angulosas son las partículas de agregado es más amplio el porcentaje de material fino representado por la parte elíptica.

En esta curva ideal, Fuller y Thompson encontraron que para un valor de y igual al 7% el valor de x era de 0.074 mm, es decir, que el 7% de la masa está constituido por partículas de diámetro inferior a 0.074 mm, o sea la fracción que pasa el tamiz N° 200, mas el cemento. Posteriormente, la curva continua con su forma elíptica, hasta un valor de x aproximadamente igual al 10% del tamaño máximo, y a partir de este punto sigue como una línea recta.

TABLA 3.6. Valores de las constantes que representan la parte elíptica de la ecuación de Fuller-Thompson.

Clase de material	a	b
Agregados redondeados	0.164 D	28.6
Arena natural y grava chancada	0.150 D	30.4
Agregados chancados	0.147 D	30.8

Según algunos autores, cuando se desea obtener la curva para el agregado solo, debe restarse la porción de cemento prevista en cada caso y tomas el resto como 100%. Al hacer esto se obtiene una curva de forma aproximadamente parabólica, la cual se ha llamado curva o parábola de Fuller, y es expresada de la siguiente manera:

$$P = 100 \sqrt{\frac{d}{D}} \quad (3.5.)$$

En donde, P es el porcentaje de material que pasa por el tamiz de abertura d y D el tamaño máximo del agregado.

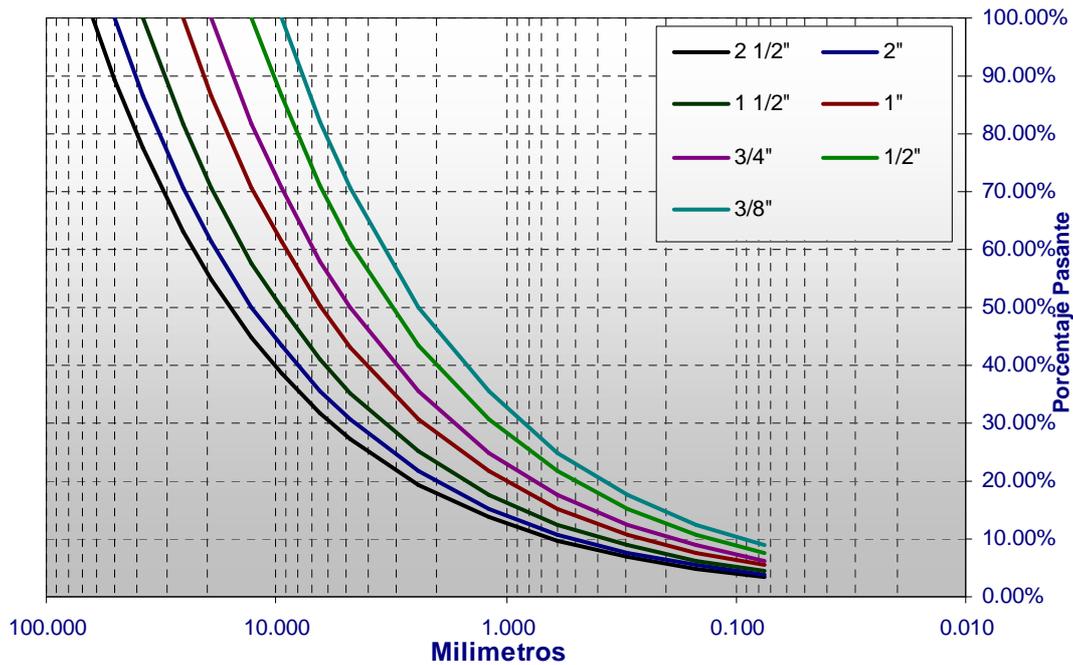


Fig. 3.1. Curvas de Fuller para diferentes tamaños máximos de agregados.

Es necesario destacar que la gradación parabólica de Fuller-Thompson, es solamente una, de muchas familias de parábolas de varios grados, que no son otra expresión que la ley potencial de Talbot y se expresan como:

$$P = 100 \sqrt[n]{\frac{d}{D}} \quad (3.6.)$$

Para el diseño de mezclas de agregado la relación de finos de los agregados será ajustada por la curva de Fuller tomando la malla N° 4 la divisoria entre agregado grueso y agregado fino. Hay que destacar que estas curvas no producen la máxima compacidad buscada en los agregados, y algunos investigadores han calificado a las mezclas hechas con este método como ásperas y poco manejables.

### 3.3.2. Teoría de Feret.-

En 1894 el investigador Francés Rene Feret, realizó tal vez los primeros estudios a profundidad sobre mezclas granulares en el concreto, sus investigaciones sirvieron de base para el desarrollo de muchos de los conceptos conocidos actualmente.

Estas investigaciones sobre compacidad se centraron en realizar mezclas binarias y ternarias de partículas de agregados y encontrar curvas de compacidad, de estas investigaciones encontró una serie de expresiones conocidas como las leyes de Feret, las cuales se resumen en la figura 3.2., en forma de curvas de nivel.

Sus estudios demostraron que la máxima compacidad era alcanzada por medio de mezclas de granos gruesos y finos con ausencia de medianos, generalizando

estos resultados podemos decir que Feret encontró que la máxima compacidad se logra con granulometrías discontinuas.

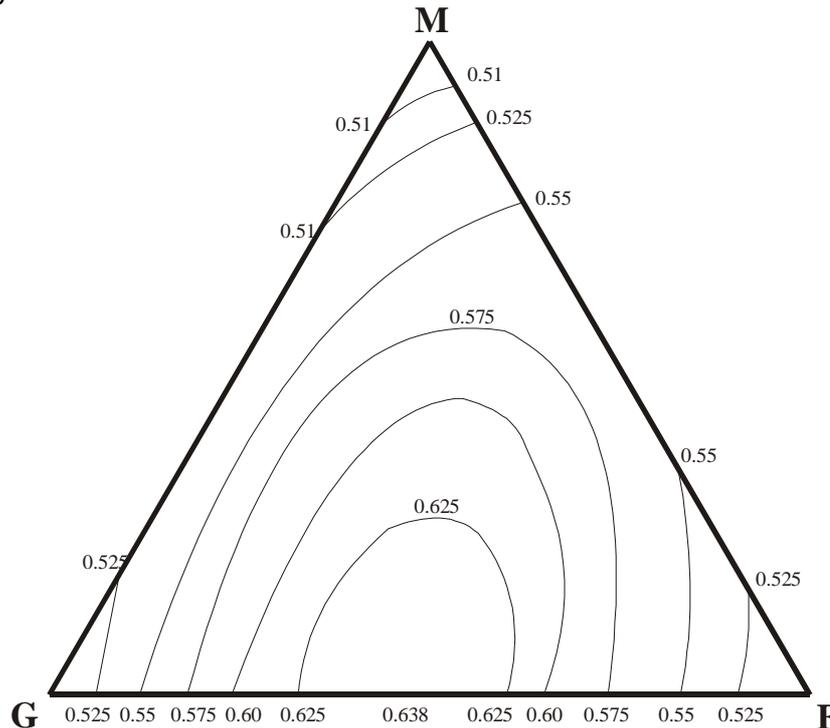


Fig. 3.2. Representación grafica de las leyes de Feret, donde se muestra las líneas de igual compacidad en la mezcla de agregados donde G: Gruesos, M: Mediano, F: Finos.

### 3.3.3. Teoría de Weymouth.-

La obra publica en 1933 por C.A.G. Weymouth titulada "Effect of particle interference in mortars and concrete" en la cual se expone el efecto de interferencia en los requerimientos de agua y trabajabilidad, incluyendo la tendencia de los diferentes tamaños de partículas a la segregación. Weymouth ilustró su concepto en términos de mezcla seca de agregados, usando el modelo mostrado en la siguiente figura.

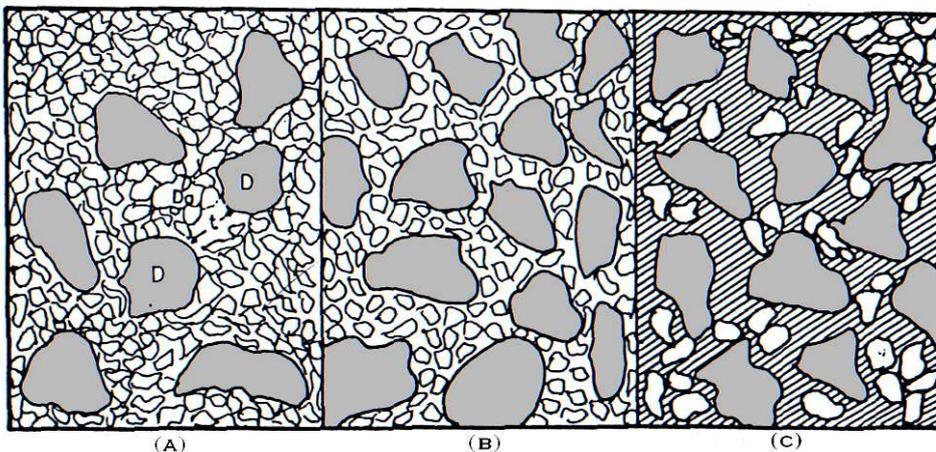


Fig. 3.3.

Modelo de Weymouth para partículas de interferencia

La fig. 3.3. representa en dos dimensiones una mezcla de dos tamaños de partículas. En (A) las partículas grandes no son dominantes y se encuentran separadas por mas de una partícula pequeña, por lo cual la distancia entre ellas será mas del diámetro de una partícula pequeña. En (B) la cantidad de partículas grandes es mayor y la distancia entre ellas será igual al diámetro de una partícula pequeña. En (C) la cantidad de partículas grandes es mucho mayor por lo cual las partículas pequeñas no llegan a rellenar todos los poros por lo cual la distancia entre partículas grandes será menor que el diámetro de una partícula pequeña.

Weymouth concluyó que existe una ley de gradación de tal manera que los diferentes tamaños de agregados deben tener espacio para moverse entre las partículas mas grandes, evitando de esta manera la interferencia de las partículas. Sin embargo Weymouth también menciona que esta interferencia aparece cuando hay mucha cantidad de agregados de un solo tamaño, esto solo es cierto cuando las diferentes partículas de agregados son muy cercanas en diámetro, siendo el efecto diferente cuando los tamaños de partículas son muy diferenciados en tamaños.

La ley de gradación de Weymouth es otra forma de la ecuación potencial de Talbot, diferenciando el coeficiente n según el tamaño máximo del agregado.

$$P = 100n \sqrt[n]{\frac{d}{D}} \quad (3.7.)$$

donde, n es el exponente que gobierna la distribución de las partículas y es función del agregado grueso. Los valores de n fueron dados por García Balado y se presentan en la siguiente tabla.

TABLA 3.7. Valores de n para la ecuación de Weymouth en función del tamaño.

Tamaño d	n
3"	0.230
2"	0.255
1 ½ "	0.268
1"	0.283
¾"	0.292
½"	0.298
3/8"	0.304
Nº4 – Nº 100	0.305

En la siguiente grafica se muestran las diferentes curvas de Weymouth según el tamaño máximo del agregado.

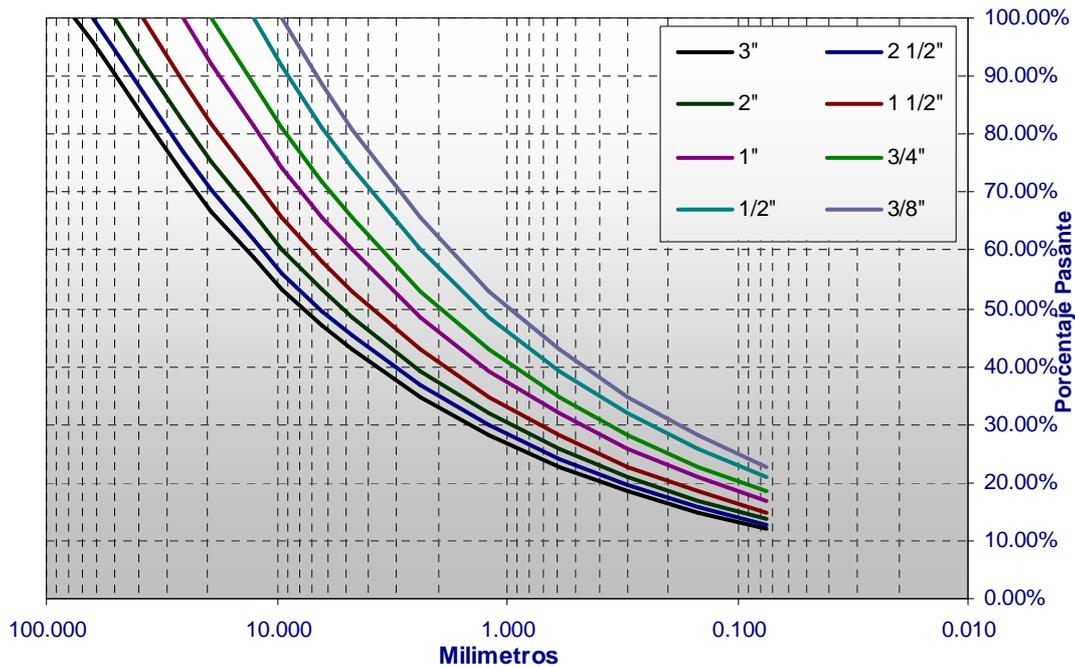


Fig. 3.4. Curvas de Weymouth para diferente tamaños máximos de agregados.

### 3.3.4. Teoría de Bolomey.-

Después de la publicación de los trabajos de Fuller, Thompson y Weymouth, se han realizando múltiples curva ideales, y aun hoy hay muchos investigadores que las utilizan, sin embargo, la modificación que ha sido mas aceptada es la realizada por Bolomey en 1947, la cual contempla un mayor contenido de finos dentro de la masa de agregado con objeto de eliminar la aspereza y mejorar la manejabilidad de la mezcla de concreto en estado fresco. Esta modificación es mostrada en la ecuación siguiente:

$$P = f + (100 - f) \sqrt{\frac{d}{D}} \quad (3.8.)$$

donde  $f$  es una constante empírica que representa el grado de trabajabilidad de una mezcla de concreto para una trabajabilidad y forma determinada. Los valores de  $f$  se muestran en la siguiente tabla:

TABLA 3.8. Valores de  $f$  según la formula de Bolomey.

Forma de las partículas de agregado	Consistencia del concreto		
	Seca	Normal	Húmeda
Agregados redondeados	6 - 8	10	12
Agregados chancados	8 - 10	12 - 14	14 - 16

### 3.3.5. Método de la combinación de módulos de finura.-

Este método bastante sencillo consiste en determinar los módulos de finura de ambos agregados, y establecer que sus mezclas tengan un modulo de

finura ideal, el cual puede ser el obtenido por la ley de Fuller o empíricamente basado en la experiencia.

Se calcula las proporciones de los agregados finos y gruesos en base a la siguiente expresión:

$$m = r_f * m_f + r_g * m_g \quad (3.8.)$$

$$r_f + r_g = 1$$

donde:

- m : modulo de finura de la combinación de agregados
- r<sub>f</sub>, r<sub>g</sub> : % de agregado fino y grueso respectivamente en relación al volumen absoluto total del agregado.
- m<sub>f</sub>, m<sub>g</sub>: Modulo de finura del agregado fino y grueso.

Los módulos de finura de la combinación de agregados recomendados según el tamaño máximo, se muestran en la siguiente tabla:

TABLA 3.9. Modulo de finura de la combinación de agregados según tamaño máximo.

Tamaño Máximo	m
3"	6.70
2 1/2"	6.44
2"	6.14
1 1/2"	5.75
1"	5.22
3/4"	4.81
1/2"	4.30
3/8"	3.90
1/4"	3.39
# 4	3.02

### 3.3.6. Métodos normados por curvas empíricas.-

Actualmente casi todas las normas sobre agregados y concreto establecen curvas o limites para las granulometrías de los agregados a usar en el concreto. Por ejemplo la norma alemana DIN 1045 tiene normadas curvas para los diferentes tamaños partículas de agregados y según los requerimientos del concreto, como puede ser un concreto bombeable, la norma técnica peruana a tomado sus valores en los limites de la norma ASTM C 33, donde se fijan intervalos recomendados para los diferentes tamaños de partículas. Las siguientes graficas muestran las curvas normadas en la norma DIN 1045.

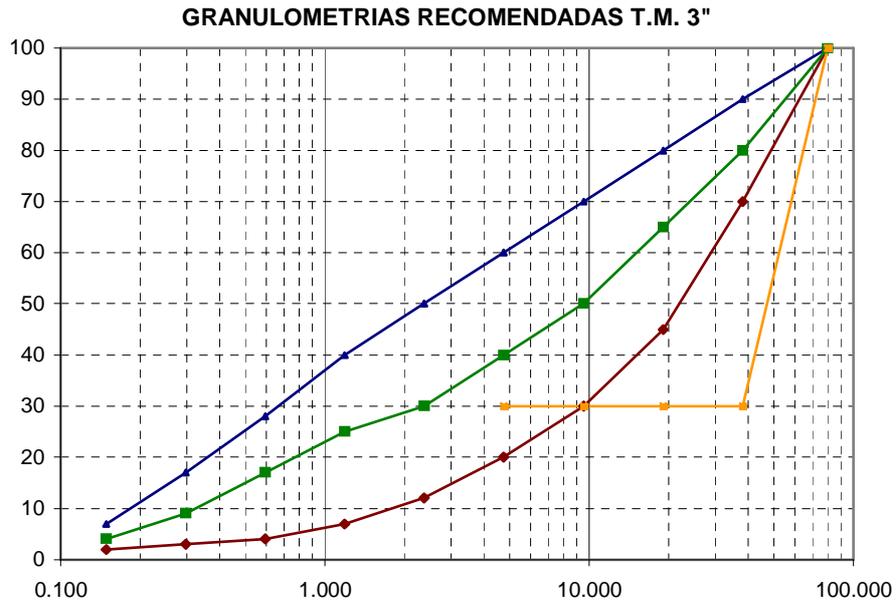


Fig. 3.5. Granulometrías recomendadas por la norma DIN 1045, para T.M. 3".

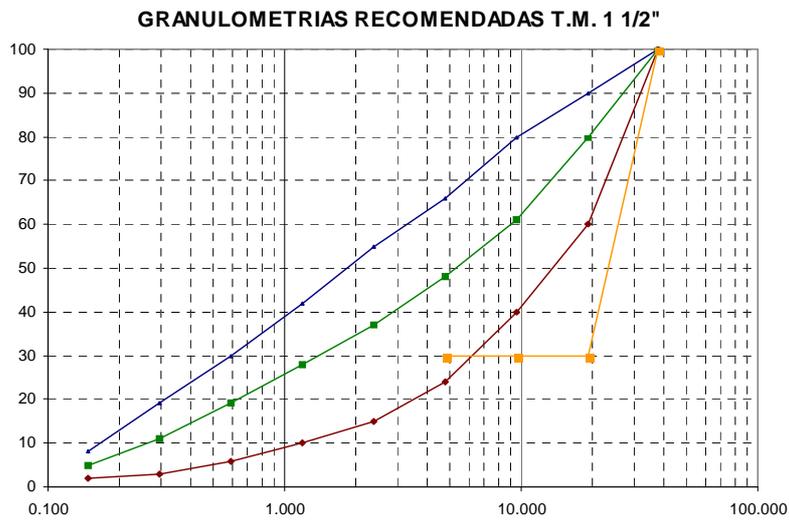


Fig. 3.6. Granulometrías recomendadas por la norma DIN 1045, para T.M. 1 1/2".

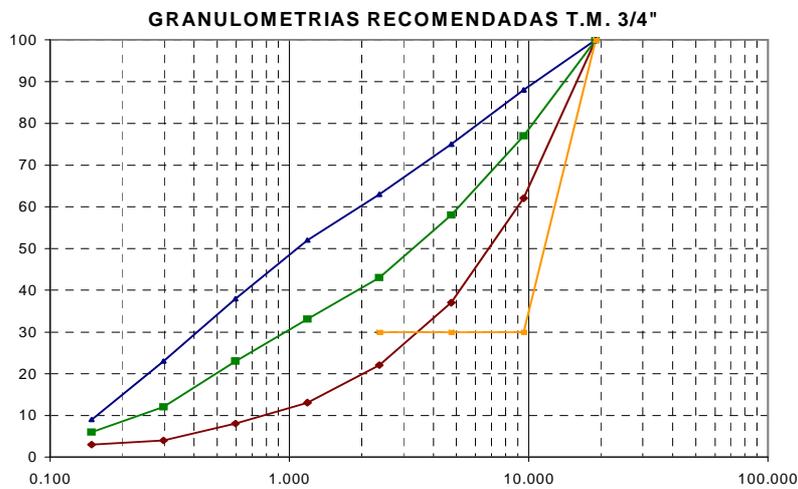


Fig. 3.7. Granulometrías recomendadas por la norma DIN 1045, para T.M. 3/4".

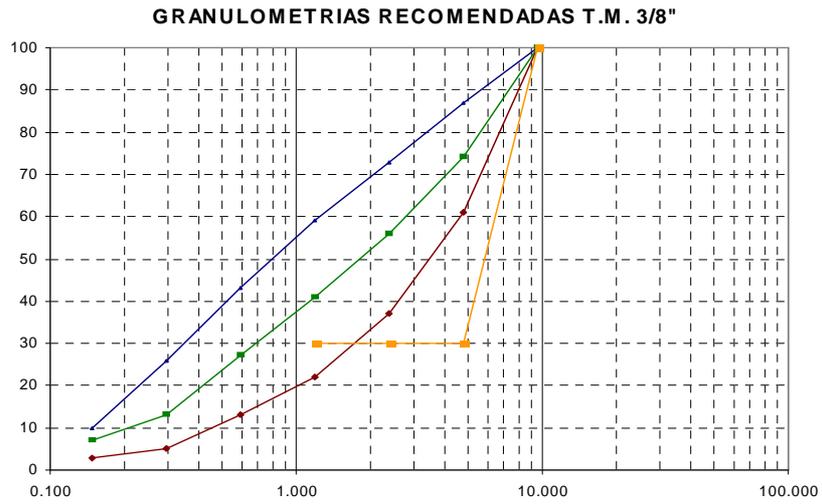


Fig. 3.8. Granulometrías recomendadas por la norma DIN 1045, para T.M. 3/8".

### 3.4. MODELO DEL ACOMODO COMPRESIBLE O EMPAQUETAMIENTO COMPRESIBLE (MEC).-

Por más de diez años de investigación constante, en el Laboratorio de Puentes y Caminos, en Francia, han trabajado en un modelo que permita predecir con una buena precisión la compacidad de mezclas granulares, De Larrard y Sedran los principales investigadores han extendido este modelo a los materiales finos como el cemento, en la presente sección hacemos una presentación de este modelo, el cual usamos solo para mezclas de partículas de agregado y no cemento.

#### 3.4.1. Notaciones y definiciones:

**Compacidad.-** Volumen de sólidos en un volumen unitario.

**Compacidad virtual.-** Compacidad máxima de una mezcla granular dada para un índice de compactación máximo, este valor ideal solo se podría alcanzar si se impone una compactación infinita a la mezcla granular, por ejemplo en un ensamble ideal tetraédrico de esferas del mismo tamaño, la compacidad virtual tendrá un valor de 0.74.

**Compacidad real o experimental.-** Es deducida de la compacidad virtual que la referencia a un índice de compactación dado según el método de compactación utilizado. Por ejemplo la compacidad física máxima de una acomodo de esferas varía entre 0.60 a 0.64.

**Clase granular.-** Una clase granular  $i$  es por definición, un conjunto de granos unidimensionales de diámetro  $d_i$ . En el presente se tomará la convención  $d_1 > d_2 > \dots > d_i > d_{i+1} > \dots > d_n$ .

La tabla siguiente resume las notaciones utilizadas en esta sección:

TABLA 3.10. Notaciones relacionadas al modelo de acomodo compresible.

Símbolo	Descripción
$n$	Número de clases granulares de una mezcla
$d_i$	Diámetro promedio de la clase $i$
$\beta_i$	Compacidad virtual de la clase $i$ .
$y_i$	Porción volumétrica de la clase $i$ en la mezcla.
$\phi_i^*$	Volumen parcial máximo ocupado por la clase $i$ en presencia de otras clases.
$\phi_i$	Volumen parcial en la mezcla de la clase $i$ .
$\gamma_i$	Compacidad virtual de la mezcla si la clase $i$ es dominante.
$\gamma$	Compacidad virtual de la mezcla.
$C$	Compacidad experimental de la mezcla.
$K_i$	Índice de compactación parcial de la clase $i$ .
$K$	Índice de compactación para la mezcla.

#### 3.4.2. Compacidad virtual de una mezcla granular: Un modelo lineal.-

Como ya mencionamos la compacidad virtual es la compacidad máxima de una mezcla granular, lograda colocando cada partícula una por una de manera de alcanzar la mayor compacidad o idealmente por una compactación infinita.

### 3.4.2.1. Mezcla binaria.-

Se considera en una primera parte, una mezcla de dos clases granulares de diámetros respectivamente  $d_1$  y  $d_2$ .

Por definición  $\phi_1$  y  $\phi_2$  son los volúmenes parciales de cada clase granular en un volumen unitario y  $y_1$  y  $y_2$  las proporciones volumétricas, por lo tanto tenemos:

$$y_1 = \frac{\phi_1}{\phi_1 + \phi_2} \quad (3.9.)$$

$$y_2 = \frac{\phi_2}{\phi_1 + \phi_2} \quad (3.10.)$$

La compacidad del acomodo esta dada por:

$$\gamma = \phi_1 + \phi_2 \quad (3.11.)$$

#### 3.4.2.1.1. Mezcla binaria sin interacción ( $d_1 \gg d_2$ ).-

Sin interacción significa que el arreglo local de un acomodo de granos de un diámetro no puede perturbarse por la presencia de granos de otro tamaño. Para estas mezclas tenemos dos casos.

##### Caso 1: Cuando los granos gruesos son dominantes:

En este caso los granos gruesos conforman un esqueleto granular que bloquea el paso de los granos pequeños.

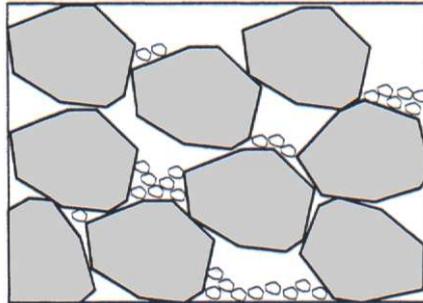


Fig. 3.9. Mezcla con granos gruesos dominantes, estos bloquean el sistema.

En este caso podemos encontrar que:

$$\phi_1^* = \beta_1 \quad (3.12.)$$

$$\gamma = \beta_1 + \phi_2 = \beta_1 + y_2 \gamma \quad (3.13.)$$

$$\gamma = \gamma_1 = \frac{\beta_1}{1 - y_2} \quad (3.14.)$$

##### Caso 2: Cuando los granos finos son dominantes:

En este caso son los granos pequeños los que bloquean el sistema.

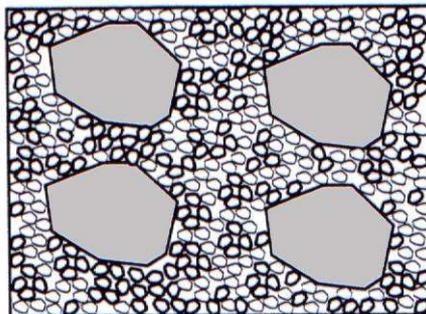


Fig. 3.10. Mezcla con granos finos dominantes, estos bloquean el sistema.

En este caso podemos encontrar que:

$$\phi_2^* = \beta_2(1 - \phi_1) \quad (3.15.)$$

$$\gamma = \phi_1 + \beta_2(1 - \phi_1) = y_1\gamma + \beta_2(1 - y_1\gamma) \quad (3.16.)$$

$$\gamma = \gamma_2 = \frac{\beta_2}{1 - y_1(1 - \beta_2)} \quad (3.17.)$$

Para ambos casos notamos que la compactación  $\gamma_1$  y  $\gamma_2$  puede ser calculada cual sea la clase dominante, en este caso podemos escribir que:

$$\gamma \leq \gamma_1 \quad (3.18.)$$

$$\phi_1 \leq \beta_1 \quad (3.19.)$$

Esta última desigualdad es conocida como la coacción de impenetrabilidad a la clase 1 de manera similar tendremos:

$$\gamma \leq \gamma_2 \quad (3.20.)$$

$$\phi_1 \leq \beta_2(1 - \phi_1) \quad (3.21.)$$

En conclusión tendremos que:

$$\gamma = \inf(\gamma_1, \gamma_2) \quad (3.22.)$$

### 3.4.2.1.2. Mezcla binaria con interacción total ( $d_1=d_2$ ).

Dos tipos de granos se dicen en interacción total cuando:

$$d_1 = d_2$$

$$\beta_i \neq \beta_j$$

Para calcular la compactación de esta mezcla, suponemos que una segregación total no cambia la compactación promedio. Entonces es posible considerar que una parte del contenido es reemplazado por solo los granos de la clase 1 mientras que la otra parte es reemplazada por los granos de la clase 2.

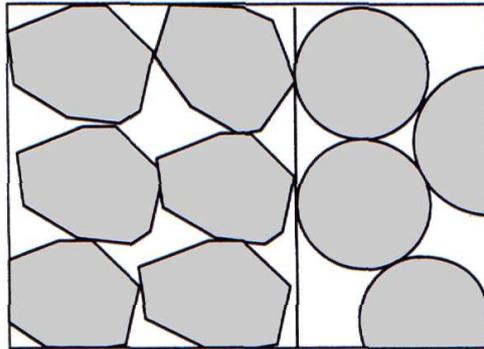


Fig. 3.11. Las dos clases tienen el mismo diámetro.

Es este caso:

$$\frac{\phi_1}{\beta_1} + \frac{\phi_2}{\beta_2} = 1 \quad (3.23.)$$

$$\gamma = \left(1 - \phi_2 \frac{\beta_1}{\beta_2}\right) + \phi_2 = \left(\beta_1 - y_2\gamma \frac{\beta_1}{\beta_2}\right) + y_2\gamma \quad (3.24.)$$

$$\gamma = \gamma_1 = \frac{\beta_1}{1 - y_1\left(1 - \frac{\beta_1}{\beta_2}\right)} \quad (3.25.)$$

De manera similar podemos escribir:

$$\gamma = \gamma_2 = \frac{\beta_2}{1 - y_1 \left(1 - \frac{\beta_2}{\beta_1}\right)} \quad (3.26)$$

Como  $y_1 + y_2 = 1$ , podemos ver que en este caso:

$$\gamma = \gamma_1 = \gamma_2 \quad (3.27)$$

### 3.4.2.1.3. Mezcla binaria con interacción parcial ( $d_1 > d_2$ ).

Si un grano fino es insertado en la porosidad del acomodo de granos gruesos los cuales son dominantes y si no son suficientemente pequeños para ubicarse en un vacío, hay entonces localmente una disminución de volumen de granos gruesos (efecto de aflojamiento). Si cada grano fino esta suficientemente lejano de otros granos finos este efecto puede ser considerado como un función lineal del volumen de granos pequeños. En este caso tenemos:

$$\phi_1^* = \beta_1 (1 - \lambda_{2 \rightarrow 1} \phi_2) \quad (3.28.)$$

Entonces la compacidad de una mezcla será:

$$\gamma = \beta_1 (1 - \lambda_{2 \rightarrow 1} \phi_2) + \phi_2 = \beta_1 (1 - \lambda_{2 \rightarrow 1} y_2 \gamma) + y_2 \gamma \quad (3.29.)$$

$$\gamma = \gamma_1 = \frac{\beta_1}{1 - y_2 (1 - \beta_1 \lambda_{2 \rightarrow 1})} \quad (3.30.)$$

donde  $\lambda_{2 \rightarrow 1}$  es una constante dependiente de las propiedades de los granos 1 y 2.

Para tener un modelo coherente con los dos casos extremos presentados anteriormente, podemos escribir:

$$\gamma = \gamma_1 = \frac{\beta_1}{1 - y_2 \left(1 - a_{1,2} \frac{\beta_1}{\beta_2}\right)} \quad (3.31.)$$

Donde  $a_{1,2}$  es la función de aflojamiento de los granos 1 por los grano 2 y es conocida como coeficiente de aflojamiento, entonces tendremos que:

$$d_1 \gg d_2 \quad \text{entonces } a_{1,2} = 0 \text{ (sin interacción)}$$

$$d_1 = d_2 \quad \text{entonces } a_{1,2} = 1 \text{ (interacción total)}$$

Cuando algunos granos gruesos aislados son inmersos en un océano de granos finos (los que son dominantes) existe una cierta cantidad de vacíos en el acomodo de granos de la clase 2, localizada en la interfase (efecto pared). Si los granos gruesos están lo suficientemente alejados los unos de los otros, esta perdida de volumen de sólidos puede ser considerada proporcional a  $\frac{\phi_1}{1 - \phi_1}$  y

podemos escribir:

$$\phi_2^* = \beta_2 (1 - \phi_1 - \lambda_{1 \rightarrow 2} \phi_1) \quad (3.32.)$$

Entonces la compacidad de una mezcla será:

$$\gamma = \phi_1 + \beta_2 (1 - \phi_1 - \lambda_{1 \rightarrow 2} \phi_1) = y_1 \gamma + \beta_2 (1 - y_1 \gamma - \lambda_{1 \rightarrow 2} y_1 \gamma) \quad (3.33.)$$

$$\gamma = \gamma_2 = \frac{\beta_2}{1 - y_1(1 - \beta_2 \lambda_{1 \rightarrow 2})} \quad (3.34.)$$

donde  $\lambda_{1 \rightarrow 2}$  es una constante dependiente de las propiedades de los granos 1 y 2.

De manera similar al caso anterior para tener un modelo coherente con los dos casos extremos presentados anteriormente, podemos escribir:

$$\gamma = \gamma_2 = \frac{\beta_2}{1 - y_1 \left( 1 - \beta_2 + b_{2,1} \beta_2 \left( 1 - \frac{1}{\beta_1} \right) \right)} \quad (3.35)$$

Donde  $b_{2,1}$  es la función del efecto pared ejercido por los granos de la clase 1 sobre los granos de la clase 2 y es conocida como coeficiente del efecto pared, entonces tendremos que:

$d_1 \gg d_2$  entonces  $b_{2,1} = 0$  (sin interacción)

$d_1 = d_2$  entonces  $b_{2,1} = 1$  (interacción total)

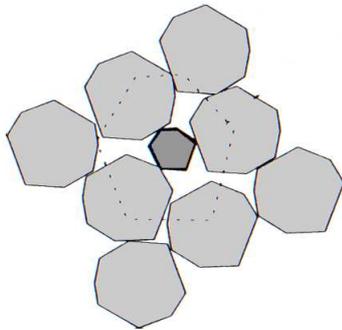


Fig. 3.12. Efecto de aflojamiento.

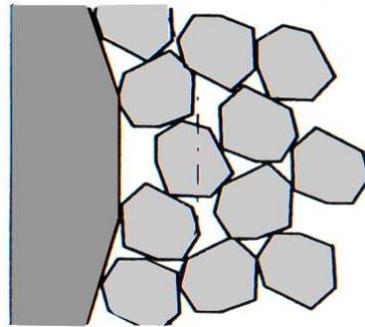


Fig. 3.13. Efecto pared.

De la misma manera que en las mezclas sin interacción tendremos que:

$$\gamma = \inf(\gamma_i) \quad (3.36.)$$

La grafica 3.14. muestra el resumen de la compacidad en los tres casos descritos. Se asumió compacidades virtuales de 0.55 y 0.60 para las dos clases usadas.

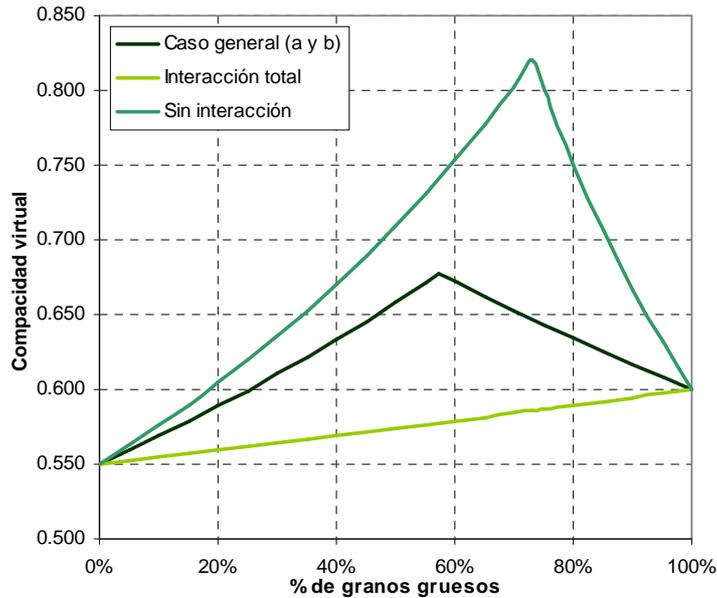


Fig. 3.14. Curvas de compacidad virtual para los tres casos de mezclas binarias.

### 3.4.2.1. Mezcla poli dispersa : Caso general.-

Una mezcla granular usualmente esta compuesta de más de dos clases de granos o partículas, ahora describimos el caso general con interacción para una mezcla de n clases granulares donde  $d_1 > d_2 > \dots > d_i > d_{i+1} > \dots > d_n$ .

Consideramos la clase i como dominante. Esta clase sufre el efecto pared de las clases mas grandes entonces el volumen disponible para esta clase será:

$$1 - \sum_{j=1}^{i-1} (\phi_j + \lambda_{j \rightarrow i} \phi_j) \quad (3.37)$$

Notamos que no se ha considerado en la ecuación anterior las interacciones secundarias para sólo considerar las interacciones entre clase dominante y las otras clases. En este volumen, la compacidad de la clase extrema de granos k es:

$$\frac{\phi_k}{1 - \sum_{j=1}^{i-1} (\phi_j + \lambda_{j \rightarrow i} \phi_j)} \quad (3.38.)$$

Estas clases ejercen sobre la clase i, el efecto de aflojamiento, que mientras que no se considere las interacciones secundarias, se traduce en una disminución de la compacidad virtual aparente expresada de en la siguiente expresión:

$$\beta_i \left( 1 - \frac{\sum_{j=i+1}^n \lambda_{j \rightarrow i} \phi_j}{1 - \sum_{j=1}^{i-1} (\phi_j + \lambda_{j \rightarrow i} \phi_j)} \right) \quad (3.39.)$$

Deducimos entonces que:

$$\phi_i^* = \beta_i \left( 1 - \frac{\sum_{j=i+1}^n \lambda_{j \rightarrow i} \phi_j}{1 - \sum_{j=1}^{i-1} (\phi_j + \lambda_{j \rightarrow i} \phi_j)} \right) \left( 1 - \sum_{j=1}^{i-1} (\phi_j + \lambda_{j \rightarrow i}) \right) \quad (3.40)$$

$$\phi_i^* = \beta_i - \beta_i \sum_{j=1}^{i-1} \phi_j (1 + \lambda_{j \rightarrow i}) - \beta_i \sum_{j=i+1}^n \phi_j \lambda_{j \rightarrow i} \quad (3.41.)$$

La compacidad de la mezcla se escribirá entonces como:

$$\gamma = \sum_{j=1}^{i-1} \phi_j + \phi_i^* + \sum_{j=i+1}^n \phi_j \quad (3.42.)$$

$$\gamma = \beta_i + \gamma \sum_{j=i}^{i-1} y_j (1 - \beta_i (1 + \lambda_{j \rightarrow i})) + \gamma \sum_{j=i+1}^n y_i (1 - \beta_i \lambda_{j \rightarrow i}) \quad (3.43.)$$

$$\gamma = \gamma_i = \frac{\beta_i}{1 - \sum_{j=i}^{i-1} y_j (1 - \beta_i (1 + \lambda_{j \rightarrow i})) - \sum_{j=i+1}^n y_i (1 - \beta_i \lambda_{j \rightarrow i})} \quad (3.44.)$$

Retomando la notación precedente obtenemos:

$$\gamma = \gamma_i = \frac{\beta_i}{1 - \sum_{j=i}^{i-1} y_j \left( 1 - \beta_i + b_{i,j} \beta_i \left( 1 - \frac{1}{\beta_j} \right) \right) - \sum_{j=i+1}^n y_i \left( 1 - a_{i,j} \frac{\beta_i}{\beta_j} \right)} \quad (3.45.)$$

Como en el caso de mezclas binarias se demuestra que:

$$\gamma = \inf(\gamma_i) \quad (3.46.)$$

En la figura 3.15. se muestra el caso de una mezcla ternaria donde la clase dominante es la mediana.

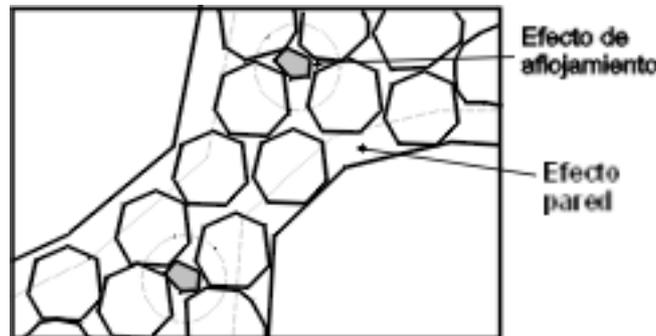


Fig. 3.15. Efectos de aflojamiento y pared ejercidos por y sobre los granos medianos.

Finalmente debemos afirmar que las compacidades virtuales encontradas no pueden ser usadas directamente para la predicción de la compacidad experimental. Podemos ver en la figura 3.14. que las curvas teóricas encontradas presentan un punto óptimo, en cambio las curvas experimentales tienen en este punto una tangente horizontal. Sin embargo como se vera en la siguiente sección la teoría presentada sirve de base para un modelo mas desarrollado.

### 3.4.3. Compacidad real.-

Se considera ahora un acomodo real de los granos obtenido por algún procedimiento físico (simple vaciado, varillado, vibrado, etc.). Designamos C como el volumen total de sólidos con  $c < \gamma$ .

### 3.4.3.1. Índice de compactación y compacidad real.-

Para encontrar la solución a la forma de la curva de compacidad, los investigadores de LCPC buscaron una relación del método de acomodo físico a través de la analogía con un modelo de viscosidad, en este caso el modelo de viscosidad de Mooney, ellos propusieron la forma siguiente para este índice:

$$K = \sum_{i=1}^n K_i \quad (3.47.)$$

$$K_i = H\left(\frac{\phi_i}{\phi_i^*}\right) \quad (3.48.)$$

donde:

$\phi_i$  : Compacidad real de la clase i  
 $\phi_i^*$  : Compacidad máxima real que los granos de esta clase

pueden ocupar en presencia de otros granos.

La función H puede ser calculada considerando simplemente la auto coherencia del sistema. Comenzaremos para una mezcla binaria con 2 clases idénticas:

$$d_1 = d_2 \\ \beta_i = \beta_j = \beta$$

La única restricción presente será:

$$\phi_1 + \phi_2 \leq \beta \quad (3.49.)$$

Para calcular el índice de compactación de esta mezcla tendremos:

$$K_i = H\left(\frac{\phi_1}{\beta - \phi_2}\right) + H\left(\frac{\phi_2}{\beta - \phi_1}\right) = H\left(\frac{\phi_1 + \phi_2}{\beta}\right) \quad (3.50.)$$

relación que corresponde a la ecuación funcional siguiente:

$$H\left(\frac{x}{1-y}\right) + H\left(\frac{y}{1-x}\right) = H(x+y) \quad (3.51.)$$

con:

$$x = \frac{\phi_1}{\beta} \quad (3.52.)$$

$$y = \frac{\phi_2}{\beta} \quad (3.53.)$$

Ahora se muestra que las únicas funciones que cumplen con la condición de la ecuación 3.51. son de la forma:

$$H(u) = k(u) \frac{u}{1-u} \quad (3.54.)$$

Reemplazando H en la ecuación 3.51. obtenemos:

$$(x+y) \cdot k(x+y) = x \cdot k\left(\frac{x}{1-y}\right) + y \cdot k\left(\frac{y}{1-x}\right) \quad (3.55.)$$

si  $x=y=u/2$  entonces:

$$k(u) = k\left(\frac{\frac{u}{2}}{1 - \frac{u}{2}}\right) = k\left(\frac{\frac{u}{4}}{1 - \left[\frac{1}{2} + \frac{1}{4}\right]u}\right) = \dots = k\left(\frac{\frac{u}{2^n}}{1 - \left[1 - \frac{1}{2^n}\right]u}\right) = k(0) \quad (3.56.)$$

Por consecuencia,  $k(u)$  es constante para todo  $u \in [0,1[$ , el cual es el dominio de variación de  $\frac{\phi_i}{\phi_i^*}$ , por simplicidad tomamos  $k = 1$

En este caso el índice de compactación se convierte en:

$$K = \sum_{i=1}^n \left( \frac{\frac{\phi_i}{\phi_i^*}}{1 - \frac{\phi_i}{\phi_i^*}} \right) \quad (3.57.)$$

Si la clase  $i$  es dominante tendremos que  $\phi_i = \phi_i^*$ , entonces se puede utilizar la misma aproximación que fue desarrollada para encontrar la ecuación 3.45.

Sabiendo que  $\phi_i = Cy_i$  y utilizando la ecuación 3.41. obtenemos:

$$\phi_i^* - \phi_i = C \left( \frac{\beta_i}{C} - \beta_i \sum_{j=1}^{i-1} y_j (1 + \lambda_{j \rightarrow i}) - \beta_i \sum_{j=i+1}^n y_j \lambda_{j \rightarrow i} - y \right) \quad (3.58.)$$

también conocemos que

$$1 - \sum_{i=1}^j y_i = 0$$

entonces

$$\phi_i^* - \phi_i = C \left( \frac{\beta_i}{C} - 1 + \sum_{j=1}^{i-1} y_j (1 - \beta_i (1 + \lambda_{j \rightarrow i})) + \sum_{j=i+1}^n y_j (1 - \beta_i \lambda_{j \rightarrow i}) \right) \quad (3.59.)$$

sea después en la ecuación 3.42.

$$\phi_i^* - \phi_i = C \left( \frac{\beta_i}{C} - \frac{\beta_i}{\gamma_i} \right) \quad (3.60.)$$

entonces tendremos la expresión final para el índice de compactación como:

$$K = \sum_{i=1}^n \left( \frac{\frac{y_i}{\beta_i}}{\frac{1}{C} - \frac{1}{\gamma_i}} \right) \quad (3.61.)$$

La compacidad real  $C$ , es entonces definida implícitamente en la expresión anterior, y permite encontrar la compacidad experimental de un material conociendo su compacidad virtual y el índice asociado a un método de compactación. Como vemos en la grafica siguiente podemos observar que la compacidad experimental es una función creciente del índice de compactación. En el caso particular de una clase unidimensional  $K$  toma la siguiente forma:

$$K = \frac{1}{\frac{\beta}{C} - 1} \quad (3.62.)$$

### 3.4.3.2. Coeficientes de aflojamiento y de pared.-

Durante el desarrollo del modelo de acomodo compresible, los investigadores propusieron varias ecuaciones para encontrar el coeficiente de aflojamiento y el de pared, las que mejor se ajustaron a los resultados experimentales son:

- Efecto de aflojamiento de j sobre i ( $d_i > d_j$ , siendo  $i < j$ ):

$$a_{i,j} = \sqrt{1 - \left(1 - \frac{d_j}{d_i}\right)^{1.02}} \quad (3.63.)$$

- Efecto pared de j sobre i ( $d_j > d_i$ , siendo  $j < i$ ):

$$b_{i,j} = 1 - \left(1 - \frac{d_i}{d_j}\right)^{1.5} \quad (3.64.)$$

### 3.4.3.3. Índice de compactación experimental.-

En la siguiente tabla se resume los índices de compactación correspondientes a diferentes métodos de compactación:

TABLA 3.11. Índice de compactación para diferentes métodos de compactación.

Puesto en obra	Índice de compactación K
Vaciado simple	4.10
Varillado	4.50
Vibrado	4.75
Ensayo de demanda de agua	6.70
9.00	
Vibrado + compresión	12.00
Ensayo de proctor	Infinito (136 000)
Acomodo virtual	

## Ejemplo.-

### Requerimientos:

Se desea encontrar la mejor combinación de los agregados fino y grueso de la cantera del río Socabaya usando el modelo de acomodo compresible.

### Desarrollo:

Datos de los agregados:

$d :=$	38100	$C_m :=$	0.649	$ag :=$	0	$af :=$	0
	25400		0.649		19.96		0
	19050		0.649		19.14		0
	12700		0.649		22.55		0
	9525		0.649		13.07		0
	6400		0.649		16.13		0
	4750		0.649		9.12		0
	2381		0.688		0		16.68
	1191		0.688		0		18.50
	595		0.688		0		28.28
	298		0.688		0		22.83
	149		0.688		0		11.14
	74		0.688		0		2.54

donde:

$d$	:	Diámetro de los tamices ASTM..
$C_m$	:	Compacidad medida por varillado.
$ag$	:	Porcentaje retenido del agregado grueso.
$af$	:	Porcentaje retenido del agregado fino

### Primera combinación: 20% Agregado fino + 80% Agregado grueso

$$y := 0.2 \cdot af + 0.8 \cdot ag$$

$y =$	0
	0
	15.968
	15.312
	18.04
	10.456
	12.904
	7.296
	3.336
	3.7
	5.656
	4.566
	2.228
	0.508

**Coeficiente de aflojamiento y pared:**

$$a_{i,j} := \sqrt{1 - \left(1 - \frac{d_j}{d_i}\right)^{1.02}} \quad b_{i,j} := 1 - \left(1 - \frac{d_i}{d_j}\right)^{1.5}$$

Matriz del efecto de aflojamiento:

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	1	0.87	0.712	0.617	0.506	0.436	0.309	0.219	0.155	0.109	0.077	0.055
2	0	$2 \cdot 10^{-3}$	1	0.821	0.712	0.584	0.504	0.357	0.252	0.178	0.126	0.089	0.063
3	0	-0.022i	-0.013i	1	0.87	0.715	0.616	0.437	0.309	0.219	0.155	0.109	0.077
4	0	-0.032i	-0.022i	$2 \cdot 10^{-3}$	1	0.824	0.711	0.504	0.357	0.252	0.179	0.126	0.089
5	0	-0.047i	-0.036i	-0.022i	-0.012i	1	0.865	0.615	0.435	0.308	0.218	0.154	0.109
6	0	$3 \cdot 10^{-3}$	-0.048i	-0.032i	-0.022i	$2 \cdot 10^{-3}$	1	0.713	0.505	0.357	0.253	0.179	0.126
7	0	-0.095i	-0.079i	$3 \cdot 10^{-3}$	-0.048i	-0.033i	-0.022i	1	0.712	0.504	0.357	0.253	0.178
8	0	-0.143i	-0.121i	-0.095i	-0.079i	$3 \cdot 10^{-3}$	-0.048i	-0.022i	1	0.712	0.504	0.357	0.252
9	0	-0.208i	-0.178i	-0.143i	-0.121i	-0.096i	-0.079i	-0.048i	-0.022i	1	0.713	0.505	0.356
10	0	$1 \cdot 10^{-3}$	-0.258i	-0.208i	-0.178i	-0.143i	-0.121i	-0.079i	-0.048i	-0.022i	1	0.712	0.503
11	0	-0.429i	$3 \cdot 10^{-3}$	$1 \cdot 10^{-3}$	-0.258i	-0.209i	-0.178i	-0.121i	-0.079i	-0.048i	-0.022i	1	0.71
12	0	-0.615i	-0.531i	-0.431i	-0.371i	-0.302i	-0.258i	-0.179i	-0.122i	$3 \cdot 10^{-3}$	-0.048i	-0.022i	1

Matriz del efecto pared:

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	1	+0.192i	1+1i	+2.152i	+5.115i	+9.064i	+30.06i	91.643i	69.174i	73.104i	$06i \cdot 10^3$	$31i \cdot 10^3$
2	0	0.875	1	+0.354i	1+1i	+2.779i	+5.224i	18.524i	58.065i	72.741i	99.168i	$29i \cdot 10^3$	$06i \cdot 10^3$
3	0	0.646	0.808	1	+0.192i	+0.977i	+2.165i	+9.022i	30.039i	91.764i	68.481i	73.104i	$29i \cdot 10^3$
4	0	0.506	0.646	0.875	1	+0.341i	+1.008i	+5.197i	+18.51i	58.144i	72.293i	99.168i	$43i \cdot 10^3$
5	0	0.353	0.459	0.651	0.812	1	+0.205i	+2.193i	+9.147i	30.474i	92.658i	71.735i	90.399i
6	0	0.267	0.35	0.505	0.645	0.869	1	+0.992i	+5.166i	18.454i	57.744i	71.593i	02.301i
7	0	0.137	0.181	0.268	0.35	0.502	0.648	1	+0.999i	+5.201i	+18.48i	57.978i	174.07i
8	0	0.07	0.092	0.137	0.182	0.266	0.351	0.647	1	+1.003i	+5.187i	18.494i	58.645i
9	0	0.035	0.046	0.069	0.092	0.136	0.182	0.35	0.646	1	+0.995i	+5.179i	18.681i
10	0	0.018	0.023	0.035	0.047	0.069	0.093	0.182	0.351	0.647	1	1+1i	+5.267i
11	0	$6 \cdot 10^{-3}$	0.012	0.018	0.023	0.035	0.047	0.092	0.182	0.351	0.646	1	$1 \cdot 10^2i$
12	0	$7 \cdot 10^{-3}$	$1 \cdot 10^{-3}$	$7 \cdot 10^{-3}$	0.012	0.017	0.023	0.046	0.092	0.181	0.348	0.643	1

**Calculo de la compacidad virtual de cada clase granular:**

$$i := 0..12$$

$$K := 4.5$$

$$\beta_i := \left(1 + \frac{1}{K}\right) \cdot C_{m_i}$$

	0
0	0.793
1	0.793
2	0.793
3	0.793
4	0.793
5	0.793
6	0.793
7	0.841
8	0.841
9	0.841
10	0.841
11	0.841
12	0.841

$$\beta =$$

**Calculo de la compacidad virtual de la mezcla:**

$$\gamma_i := \frac{\beta_i}{1 - \left[ \sum_{j=1}^{i-1} \left[ \left[ \left[ \frac{y_j}{100} \cdot \left[ 1 - \beta_i + \left[ 1 - \left( 1 - \frac{d_i}{d_j} \right)^{1.5} \right] \cdot \beta_i \cdot \left( 1 - \frac{1}{\beta_j} \right) \right] \right] \right] \right] - \left[ \sum_{j=i+1}^n \frac{y_j}{100} \cdot \left[ 1 - \left[ \sqrt{1 - \left( 1 - \frac{d_j}{d_i} \right)^{1.02}} \right] \cdot \frac{\beta_i}{\beta_j} \right] \right]}{\beta_i}$$

	0
0	1
1	1.289
2	1.165
3	1.058
4	1.021
5	0.993
6	0.992
7	1.004
8	0.999
9	0.984
10	0.978
11	0.981

$$\gamma =$$

**Calculo de la compacidad real de la mezcla:**

$$K := \sum_{i=1}^n \frac{\left[ \frac{\left( \frac{y_i}{100} \right)}{\beta_i} \right]}{\left( \frac{1}{\Phi} - \frac{1}{\gamma_i} \right)}$$

Iteramos el valor de  $\Phi$  (compacidad real), hasta encontrar un  $K = 4.5$  y obtenemos:

$$\Phi := 0.8133$$

$$K = 4.501$$

**Segunda combinación: 40% Agregado fino + 60% Agregado grueso**

Realizando los cálculos de la misma manera como en la primera combinación obtenemos:

$$\Phi := 0.8484$$

$$K = 4.5$$

**Tercera combinación: 50% Agregado fino + 50% Agregado grueso**

Realizando los cálculos de la misma manera como en la primera combinación obtenemos:

$$\Phi := 0.8473$$

$$K = 4.5$$

**Cuarta combinación: 60% Agregado fino + 40% Agregado grueso**

Realizando los cálculos de la misma manera como en la primera combinación obtenemos:

$$\Phi := 0.841$$

$$K = 4.5$$

**Quinta combinación: 80% Agregado fino + 20% Agregado grueso**

Realizando los cálculos de la misma manera como en la primera combinación obtenemos:

$$\Phi := 0.8231$$

$$K = 4.501$$

Trazamos la grafica de compacidad:

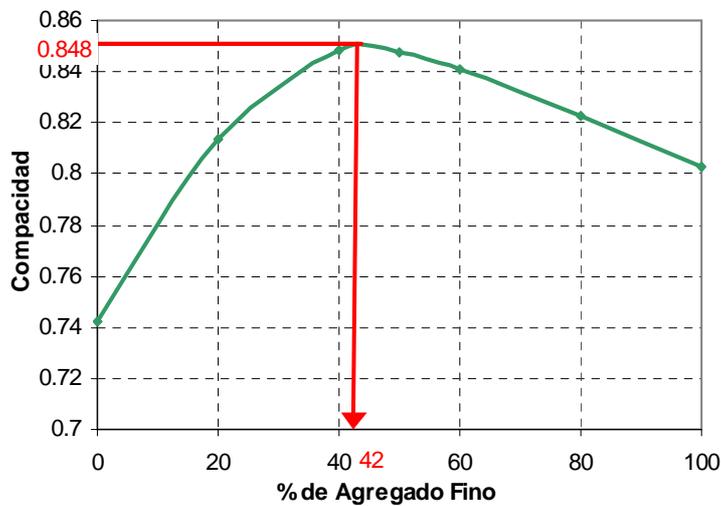


Fig. 3.16. Curva de Compacidad para la combinación de Agregado grueso y agregado fino de río Socabaya.

De la curva de compacidad podemos decir que el punto de mayor compacidad de la combinación de los agregados para la cantera de río Socabaya se encuentra en una relación de finos igual a 42%.

#### 3.4.4. Calibración local del Modelo de acomodo compresible.-

Los ensayos relacionados a esta sección tuvieron el objetivo de realizar mezclas granulares binarias para calibrar los índices de compactación de los diferentes métodos empleados para compactar las mezclas.

Se realizó tres tipos de compactación (3 ensayos por método):

- Peso unitario en estado suelto (ASTM C-29)
- Peso unitario por varillado (ASTM C-29)
- Peso unitario por vibrado (Cap. II, 2.3.7.)

Los materiales empleados fueron agregados gruesos de la cantera de "La Poderosa", estos fueron separados en diferentes clases granulares definidas por los tamices ASTM ( $\frac{3}{4}$ " ,  $\frac{1}{2}$ " ,  $\frac{3}{8}$ " ,  $\frac{1}{4}$ " , #4). Las diferentes clases granulares fueron luego mezcladas en diferentes proporciones para realizar las diferentes curvas de compactación.

### 3.4.4.1. Compacidad de clases unimodales.-

Estas se muestran en la tabla siguiente, se puede observar el incremento de compacidad según el método utilizado, sin embargo no se puede dar un definición universal describiendo la evolución de la compacidad según el diámetro de los granos; además se puede observar que la vibración es mas eficaz para los granos pequeños que para los grandes.

TABLA 3.12. Valores de compacidad medida para diferentes clases granulares medidas por diferentes procesos de acomodo.

T.M.	d <sub>max</sub>	d <sub>min</sub>	Método de compactación		
			Suelto	Varillado	Vibrado
1"	25.40	19.05	-	-	0.554
$\frac{3}{4}$ "	19.05	12.70	0.476	0.539	0.560
$\frac{1}{2}$ "	12.70	9.53	0.486	0.529	0.553
$\frac{3}{8}$ "	9.53	6.40	0.478	0.521	0.545
$\frac{1}{4}$ "	6.40	4.75	0.478	0.518	0.547
Nº 4	4.75	2.38	0.478	0.516	0.549

TABLA 3.13. Valores de compacidad corregida por el efecto pared d=155 mm, h=150 mm.

T.M.	d <sub>max</sub>	d <sub>min</sub>	v/V	Método de compactación		
				Suelto	Varillado	Vibrado
1"	25.40	19.05	0.586	-	-	0.667
$\frac{3}{4}$ "	19.05	12.70	0.672	0.581	0.658	0.693
$\frac{1}{2}$ "	12.70	9.53	0.771	0.614	0.668	0.705
$\frac{3}{8}$ "	9.53	6.40	0.825	0.615	0.670	0.707
$\frac{1}{4}$ "	6.40	4.75	0.880	0.627	0.679	0.721
Nº 4	4.75	2.38	0.910	0.634	0.684	0.730

TABLA 3.14. Valores de compacidad calculados con el MEC.

T.M.	d <sub>max</sub>	d <sub>min</sub>	Método de compactación		
			Suelto (K=3.5)	Varillado (K=5.65)	Vibrado (K=8)
1"	25.40	19.05	0.4482	0.490	0.5170
$\frac{3}{4}$ "	19.05	12.70	0.4852	0.531	0.5600
$\frac{1}{2}$ "	12.70	9.53	0.4838	0.529	0.5558
$\frac{3}{8}$ "	9.53	6.40	0.4734	0.519	0.5447
$\frac{1}{4}$ "	6.40	4.75	0.4764	0.521	0.5474
Nº 4	4.75	2.38	0.4805	0.525	0.5491

TABLA 3.14. Cuadro comparativo de valores reales y calculados con el MEC.

Método de compactación	T. M.	Creal	Ccal	Ccal/Creal
Estado suelto (K=3.5)	1"	-	0.4482	-
	¾"	0.476	0.4852	1.019
	½"	0.486	0.4838	0.995
	⅜"	0.478	0.4734	0.990
	¼"	0.478	0.4764	0.997
	Nº 4	0.478	0.4805	1.005
Varillado (K=5.65)	1"	-	0.4896	-
	¾"	0.539	0.5312	0.986
	½"	0.529	0.5285	0.999
	⅜"	0.521	0.5182	0.995
	¼"	0.518	0.5214	1.007
	Nº 4	0.516	0.5248	1.017
Vibrado (K=8.0)	1"	0.554	0.5170	0.933
	¾"	0.560	0.5600	1.000
	½"	0.553	0.5558	1.005
	⅜"	0.545	0.5447	0.999
	¼"	0.547	0.5474	1.001
	Nº 4	0.549	0.5491	1.000
			Promedio	0.997

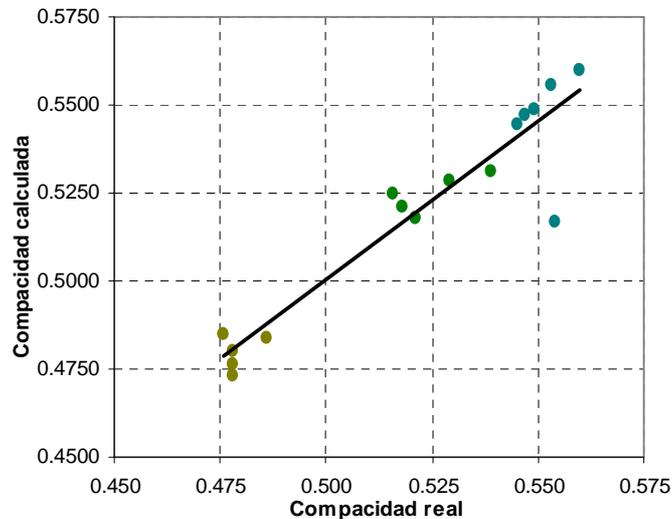


Fig. 3.17. Comparación entre la compacidad real vs la compacidad calculada.

De los resultados obtenidos para las diferentes clases granulares obtenemos una buena aproximación en la predicción de la compacidad, podemos concluir que a mayor compactación los resultados presentan una menor variabilidad, por lo cual los datos obtenidos por el método de vibrado muestran menor dispersión entre ensayos. El valor promedio de la relación entre la compacidad calculada y la compacidad real es 0.997, con una desviación estándar de 0.019; ambos valores bastante aceptables, siendo el error porcentual de solo 1.0%.

### 3.4.4.2. Compacidad de clases binarias.-

Para la presente sección se realizó un total aproximado de 450 ensayos sobre mezclas granulares para relacionar mezclas binarias de la combinación de agregados de las diferentes clases granulares entre los tamaños:  $\frac{3}{4}$ " ,  $\frac{1}{2}$ " ,  $\frac{3}{8}$ " ,  $\frac{1}{4}$ " , N°4. Estas mezclas se realizaron, combinando entre las diferentes clases granulares en porcentajes variantes entre 10% y 20%.

En las tablas siguientes se muestran los resultados obtenidos para los diferentes métodos de compactación aplicados:

TABLA 3.15. Compacidad de mezclas binarias obtenidas por diferentes métodos de compactación.

Mezcla	% d <sub>max</sub>	% d <sub>min</sub>	Compacidad		
			Suelto	Varillado	Vibrado
<b>A</b> <b>3/4" - 1/2"</b>	0%	100%	0.486	0.529	0.553
	20%	80%	0.490	0.534	0.559
	40%	60%	0.491	0.541	0.568
	50%	50%	0.487	0.543	0.576
	60%	40%	0.486	0.543	0.577
	80%	20%	0.479	0.541	0.574
	100%	0%	0.476	0.539	0.560
<b>B</b> <b>3/4" - 3/8"</b>	0%	100%	0.478	0.521	0.545
	20%	80%	0.488	0.536	0.568
	40%	60%	0.492	0.552	0.593
	50%	50%	0.498	0.552	0.595
	60%	40%	0.497	0.556	0.597
	80%	20%	0.490	0.547	0.587
	100%	0%	0.476	0.539	0.560
<b>C</b> <b>3/4" - 1/4"</b>	0%	100%	0.478	0.518	0.545
	20%	80%	0.497	0.541	0.580
	40%	60%	0.509	0.569	0.615
	50%	50%	0.520	0.581	0.632
	60%	40%	0.520	0.583	0.635
	80%	20%	0.496	0.562	0.610
	100%	0%	0.476	0.539	0.560

TABLA 3.15. Continuación.

Mezcla	% d <sub>max</sub>	% d <sub>min</sub>	Compacidad		
			Suelto	Varillado	Vibrado
<b>D</b> <b>3/4" - #4</b>	0%	100%	0.478	0.518	0.549
	20%	80%	0.504	0.552	0.588
	40%	60%	0.523	0.592	0.638
	50%	50%	0.527	0.602	0.657
	60%	40%	0.535	0.615	0.669
	80%	20%	0.498	0.574	0.631
	100%	0%	0.476	0.539	0.560
<b>E</b> <b>1/2" - 3/8"</b>	0%	100%	0.478	0.521	0.545
	20%	80%	0.490	0.531	0.551
	40%	60%	0.499	0.538	0.559
	50%	50%	0.504	0.540	0.565
	60%	40%	0.505	0.540	0.565
	80%	20%	0.498	0.532	0.559
	100%	0%	0.486	0.529	0.553
<b>F</b> <b>1/2" - 1/4"</b>	0%	100%	0.478	0.518	0.547
	20%	80%	0.492	0.539	0.564
	40%	60%	0.502	0.555	0.589
	50%	50%	0.506	0.563	0.594
	60%	40%	0.502	0.560	0.595
	80%	20%	0.492	0.553	0.580
	100%	0%	0.486	0.529	0.553
<b>G</b> <b>1/2" - #4</b>	0%	100%	0.478	0.516	0.549
	20%	80%	0.492	0.537	0.590
	40%	60%	0.502	0.561	0.612
	50%	50%	0.509	0.587	0.625
	60%	40%	0.512	0.586	0.634
	80%	20%	0.493	0.555	0.604
	100%	0%	0.486	0.529	0.553
<b>H</b> <b>3/8" - 1/4"</b>	0%	100%	0.478	0.518	0.547
	20%	80%	0.495	0.525	0.551
	40%	60%	0.498	0.533	0.560
	50%	50%	0.502	0.536	0.571
	60%	40%	0.502	0.531	0.567
	80%	20%	0.493	0.523	0.563
	100%	0%	0.478	0.521	0.545
<b>I</b> <b>3/8" - #4</b>	0%	100%	0.478	0.516	0.549
	20%	80%	0.493	0.532	0.564
	40%	60%	0.494	0.557	0.584
	50%	50%	0.505	0.570	0.581
	60%	40%	0.500	0.562	0.584
	80%	20%	0.492	0.545	0.570
	100%	0%	0.478	0.521	0.545

TABLA 3.15. Continuación.

Mezcla	% d <sub>max</sub>	% d <sub>min</sub>	Compacidad		
			Suelto	Varillado	Vibrado
<b>J</b> <b>1/4" - #4</b>	0%	100%	0.478	0.516	0.549
	20%	80%	0.478	0.525	0.552
	40%	60%	0.487	0.530	0.560
	50%	50%	0.487	0.536	0.562
	60%	40%	0.483	0.533	0.568
	80%	20%	0.480	0.523	0.564
	100%	0%	0.478	0.518	0.547

Al igual que en el caso de clases uní modales, las mezclas binarias muestran la misma tendencia al incremento de la compacidad, según el método de compactación empleado, es interesante destacar de los resultados anteriores que las mayores compacidades se lograron cuando se combinó las clases granulares de mayor tamaño con las clases granulares más pequeñas; de la misma forma la menor compacidad de las mezclas granulares se logró cuando se mezclaron dos clases granulares consecutivas. En las siguientes tablas se muestran los resultados obtenidos del uso del modelo de empaquetamiento compresible sobre las mezclas binarias, para el uso del modelo se tuvo en cuenta el efecto pared del recipiente.

TABLA 3.16. Compacidad real y compacidad calculada con el MEC, para mezclas en estado suelto.

Mezcla	% d <sub>max</sub>	% d <sub>min</sub>	Estado suelto (K=3.5)			
			C <sub>real</sub>	C <sub>cal</sub>	C <sub>cal</sub> /C <sub>real</sub>	% Error
<b>A</b> <b>3/4" - 1/2"</b>	0%	100%	0.486	0.484	0.995	0.45%
	20%	80%	0.490	0.493	1.007	0.74%
	40%	60%	0.491	0.500	1.018	1.83%
	50%	50%	0.487	0.501	1.029	2.85%
	60%	40%	0.486	0.501	1.032	3.21%
	80%	20%	0.479	0.496	1.035	3.48%
	100%	0%	0.476	0.485	1.019	1.93%
<b>B</b> <b>3/4" - 3/8"</b>	0%	100%	0.478	0.473	0.990	0.96%
	20%	80%	0.488	0.493	1.010	1.00%
	40%	60%	0.492	0.509	1.034	3.35%
	50%	50%	0.498	0.513	1.032	3.16%
	60%	40%	0.497	0.515	1.036	3.63%
	80%	20%	0.490	0.505	1.031	3.10%
	100%	0%	0.476	0.485	1.019	1.93%

<b>C</b> <b>3/4" - 1/4"</b>	0%	100%	0.478	0.476	0.997	0.33%
	20%	80%	0.497	0.505	1.015	1.53%
	40%	60%	0.509	0.531	1.043	4.25%
	50%	50%	0.520	0.540	1.038	3.83%
	60%	40%	0.520	0.542	1.041	4.06%
	80%	20%	0.496	0.522	1.052	5.21%
	100%	0%	0.476	0.485	1.019	1.93%

TABLA 3.16. Continuación.

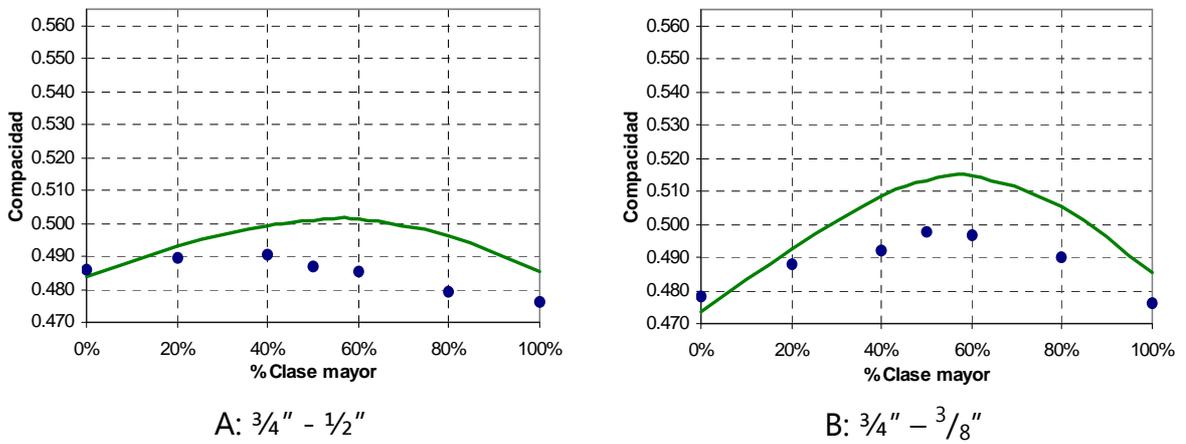
Mezcla	% d <sub>max</sub>	% d <sub>min</sub>	Estado suelto (K=3.5)			
			C <sub>real</sub>	C <sub>cal</sub>	C <sub>cal</sub> /C <sub>real</sub>	% Error
<b>D</b> 3/4" - #4	0%	100%	0.478	0.480	1.004	0.36%
	20%	80%	0.504	0.514	1.020	1.97%
	40%	60%	0.523	0.547	1.045	4.54%
	50%	50%	0.527	0.558	1.059	5.88%
	60%	40%	0.535	0.562	1.050	4.98%
	80%	20%	0.498	0.533	1.070	7.02%
	100%	0%	0.476	0.485	1.019	1.93%
<b>E</b> 1/2" - 3/8"	0%	100%	0.478	0.473	0.990	1.04%
	20%	80%	0.490	0.485	0.989	1.09%
	40%	60%	0.499	0.493	0.989	1.14%
	50%	50%	0.504	0.495	0.983	1.71%
	60%	40%	0.505	0.496	0.982	1.77%
	80%	20%	0.498	0.493	0.988	1.17%
	100%	0%	0.486	0.484	0.995	0.50%
<b>F</b> 1/2" - 1/4"	0%	100%	0.478	0.476	0.996	0.38%
	20%	80%	0.492	0.500	1.016	1.61%
	40%	60%	0.502	0.519	1.033	3.26%
	50%	50%	0.506	0.524	1.036	3.64%
	60%	40%	0.502	0.525	1.047	4.65%
	80%	20%	0.492	0.511	1.037	3.71%
	100%	0%	0.486	0.484	0.995	0.50%
<b>G</b> 1/2" - #4	0%	100%	0.478	0.480	1.004	0.44%
	20%	80%	0.492	0.510	1.036	3.62%
	40%	60%	0.502	0.537	1.069	6.87%
	50%	50%	0.509	0.546	1.072	7.23%
	60%	40%	0.512	0.547	1.068	6.84%
	80%	20%	0.493	0.524	1.063	6.25%
	100%	0%	0.486	0.484	0.995	0.50%
<b>H</b> 3/8" - 1/4"	0%	100%	0.478	0.476	0.996	0.38%
	20%	80%	0.495	0.487	0.984	1.62%
	40%	60%	0.498	0.494	0.993	0.73%
	50%	50%	0.502	0.496	0.988	1.17%
	60%	40%	0.502	0.495	0.987	1.34%
	80%	20%	0.493	0.487	0.989	1.15%
	100%	0%	0.478	0.473	0.990	0.96%
<b>I</b> 3/8" - #4	0%	100%	0.478	0.480	1.004	0.44%
	20%	80%	0.493	0.500	1.014	1.42%
	40%	60%	0.494	0.516	1.046	4.64%
	50%	50%	0.505	0.520	1.030	3.05%
	60%	40%	0.500	0.520	1.040	3.96%
	80%	20%	0.492	0.503	1.022	2.17%
	100%	0%	0.478	0.473	0.990	0.96%

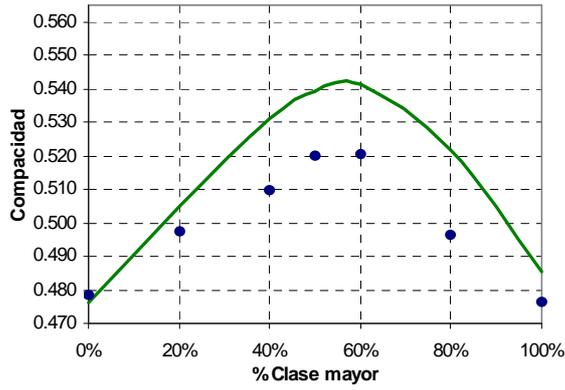
TABLA 3.16. Continuación.

Mezcla	% d <sub>max</sub>	% d <sub>min</sub>	Estado suelto (K=3.5)			
			C <sub>real</sub>	C <sub>cal</sub>	C <sub>cal</sub> /C <sub>real</sub>	% Error
<b>J</b> <b>1/4" - #4</b>	0%	100%	0.478	0.480	1.004	0.44%
	20%	80%	0.478	0.488	1.020	1.97%
	40%	60%	0.487	0.493	1.013	1.32%
	50%	50%	0.487	0.494	1.014	1.44%
	60%	40%	0.483	0.494	1.021	2.13%
	80%	20%	0.480	0.488	1.016	1.58%
	100%	0%	0.478	0.476	0.996	0.38%
				Promedio	1.026	3.08%
			D.S.	0.025	0.018	

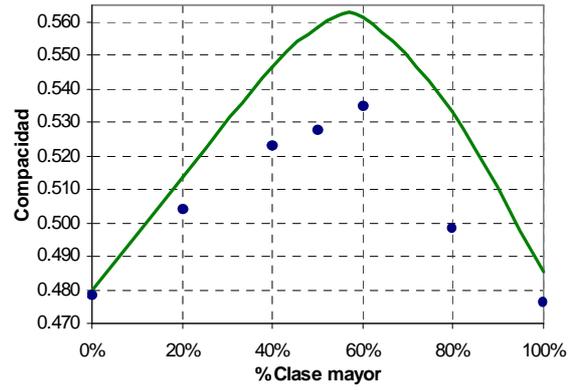
El error promedio encontrado entre los valores reales y los valores calculados de compacidad es de 3.08%; los autores del modelo reportan errores del orden de 2% para mezclas en estado suelto, a continuación se grafican las curvas de compacidad reales y modeladas.

Fig. 3.18. Curvas de compacidad reales y modeladas para el estado suelto.

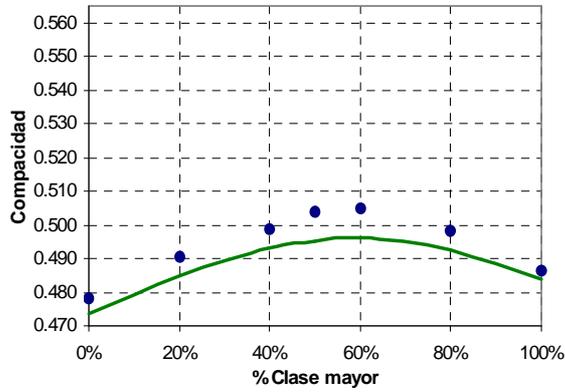




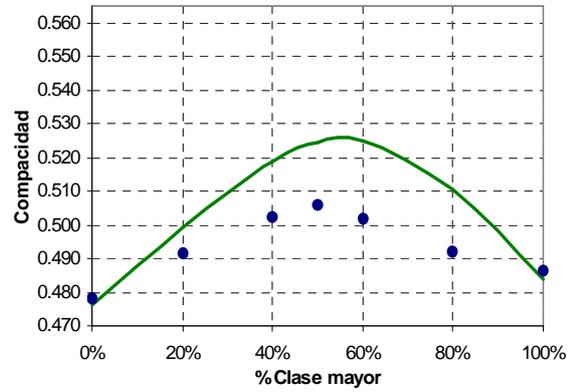
C: 3/4" - 1/4"



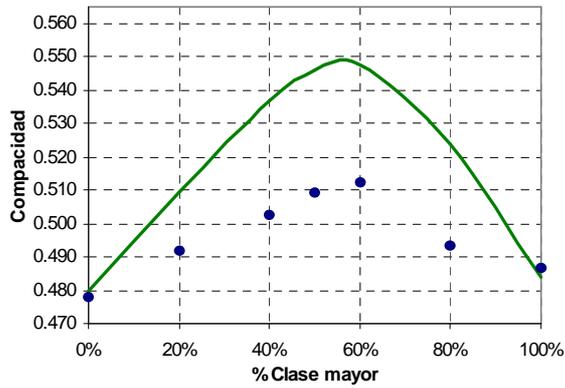
D: 3/4" - #4



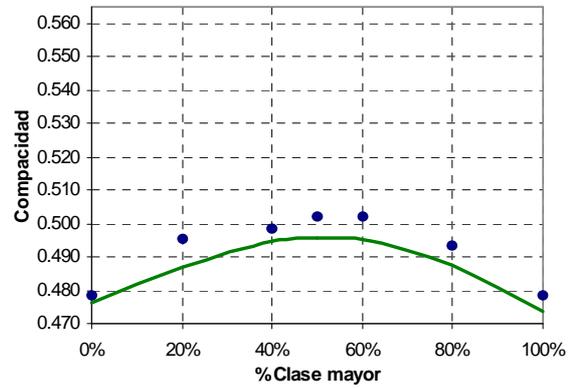
E: 1/2" - 3/8"



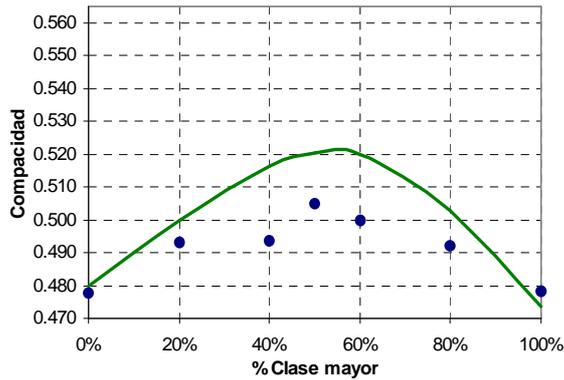
F: 1/2" - 1/4"



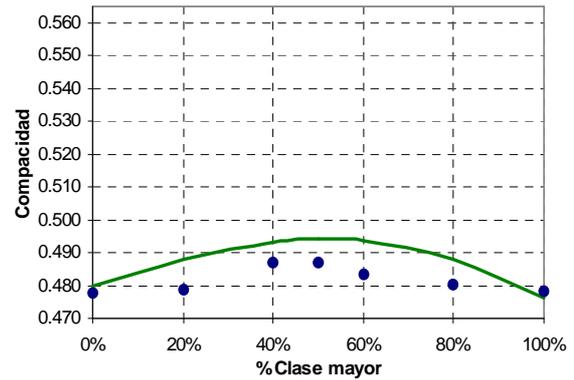
G: 1/2" - #4



H: 3/8" - 1/4"



I: 3/8" - #4



J: 1/4" - #4

Se puede observar en las diferentes graficas que los resultados del ensayo de compactación en estado suelto son muy variables, las curvas modeladas usualmente se encuentran por encima de los puntos calculados, esto se podría corregir reduciendo el índice de compactación dado al modelo, sin embargo la calibración de los coeficientes se realizó con las mezclas unimodales asumiendo que estos datos son los mas exactos.

TABLA 3.17. Compactación real y compactación calculada con el MEC, para mezclas compactadas por varillado.

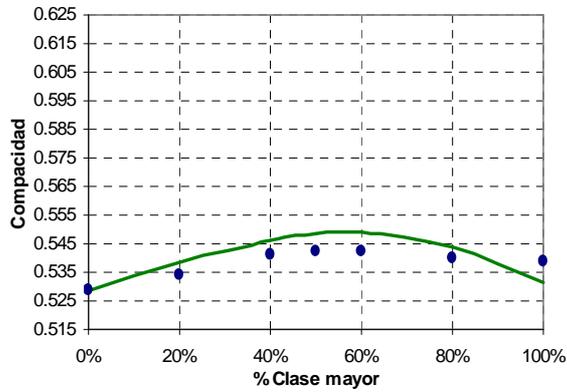
Mezcla	% d <sub>max</sub>	% d <sub>min</sub>	Compactación por varillado			
			Creal	Ccal	Ccal/Creal	% Error
<b>A</b> 3/4" - 1/2"	0%	100%	0.529	0.529	0.999	0.09%
	20%	80%	0.534	0.539	1.008	0.77%
	40%	60%	0.541	0.546	1.010	0.96%
	50%	50%	0.543	0.549	1.011	1.11%
	60%	40%	0.543	0.549	1.012	1.22%
	80%	20%	0.541	0.544	1.006	0.61%
	100%	0%	0.539	0.531	0.986	1.45%
<b>B</b> 3/4" - 3/8"	0%	100%	0.521	0.518	0.995	0.54%
	20%	80%	0.536	0.539	1.006	0.64%
	40%	60%	0.552	0.558	1.011	1.14%
	50%	50%	0.552	0.564	1.022	2.20%
	60%	40%	0.556	0.567	1.019	1.94%
	80%	20%	0.547	0.554	1.013	1.26%
	100%	0%	0.539	0.531	0.986	1.45%
<b>C</b> 3/4" - 1/4"	0%	100%	0.518	0.523	1.010	1.00%
	20%	80%	0.541	0.552	1.021	2.14%
	40%	60%	0.569	0.583	1.024	2.39%
	50%	50%	0.581	0.595	1.023	2.27%
	60%	40%	0.583	0.599	1.028	2.83%

	80%	20%	0.562	0.575	1.023	2.30%
	100%	0%	0.539	0.531	0.986	1.45%
<b>D</b> <b>3/4" - #4</b>	0%	100%	0.518	0.524	1.012	1.16%
	20%	80%	0.552	0.560	1.016	1.60%
	40%	60%	0.592	0.598	1.010	1.00%
	50%	50%	0.602	0.615	1.020	2.03%
	60%	40%	0.615	0.622	1.011	1.14%
	80%	20%	0.574	0.588	1.025	2.52%
	100%	0%	0.539	0.531	0.986	1.45%
<b>E</b> <b>1/2" - 3/8"</b>	0%	100%	0.521	0.518	0.995	0.48%
	20%	80%	0.531	0.531	1.000	0.00%
	40%	60%	0.538	0.541	1.004	0.40%
	50%	50%	0.540	0.543	1.006	0.60%
	60%	40%	0.540	0.544	1.007	0.74%
	80%	20%	0.532	0.539	1.013	1.30%
	100%	0%	0.529	0.529	1.000	0.02%
<b>F</b> <b>1/2" - 1/4"</b>	0%	100%	0.518	0.521	1.006	0.60%
	20%	80%	0.539	0.547	1.015	1.49%
	40%	60%	0.555	0.569	1.026	2.60%
	50%	50%	0.563	0.577	1.026	2.56%
	60%	40%	0.560	0.579	1.034	3.39%
	80%	20%	0.553	0.561	1.014	1.45%
	100%	0%	0.529	0.529	1.000	0.02%
<b>G</b> <b>1/2" - #4</b>	0%	100%	0.516	0.524	1.016	1.59%
	20%	80%	0.537	0.556	1.036	3.55%
	40%	60%	0.561	0.588	1.048	4.76%
	50%	50%	0.587	0.600	1.022	2.21%
	60%	40%	0.586	0.605	1.032	3.17%
	80%	20%	0.555	0.576	1.038	3.76%
	100%	0%	0.529	0.529	1.000	0.02%
<b>H</b> <b>3/8" - 1/4"</b>	0%	100%	0.518	0.521	1.006	0.60%
	20%	80%	0.525	0.534	1.016	1.65%
	40%	60%	0.533	0.542	1.017	1.73%
	50%	50%	0.536	0.544	1.015	1.47%
	60%	40%	0.531	0.544	1.024	2.38%
	80%	20%	0.523	0.535	1.023	2.32%
	100%	0%	0.521	0.518	0.995	0.48%
<b>I</b> <b>3/8" - #4</b>	0%	100%	0.516	0.524	1.016	1.59%
	20%	80%	0.532	0.546	1.026	2.61%
	40%	60%	0.557	0.566	1.015	1.51%
	50%	50%	0.570	0.572	1.004	0.37%
	60%	40%	0.562	0.573	1.018	1.85%
	80%	20%	0.545	0.553	1.014	1.41%
	100%	0%	0.521	0.518	0.995	0.48%

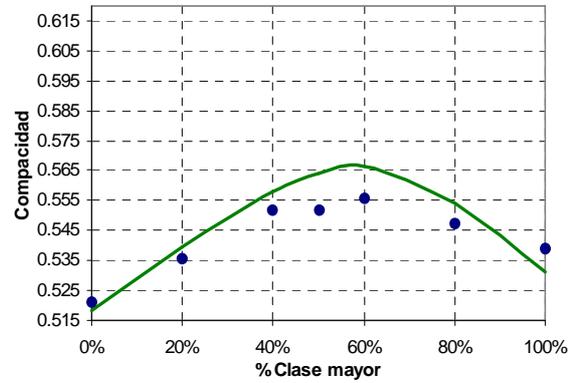
<b>J</b> <b>1/4" - #4</b>	0%	100%	0.516	0.524	1.016	1.59%
	20%	80%	0.525	0.533	1.016	1.55%
	40%	60%	0.530	0.540	1.019	1.85%
	50%	50%	0.536	0.541	1.009	0.93%
	60%	40%	0.533	0.541	1.015	1.53%
	80%	20%	0.523	0.535	1.023	2.30%
	100%	0%	0.518	0.521	1.006	0.60%
	Promedio					1.018
D.S.					0.010	0.010

El error promedio encontrado entre los valores reales y los valores calculados de compacidad es de 1.79%; en comparación con los resultados de compacidad en estado suelto la aproximación del modelo ha mejorado.

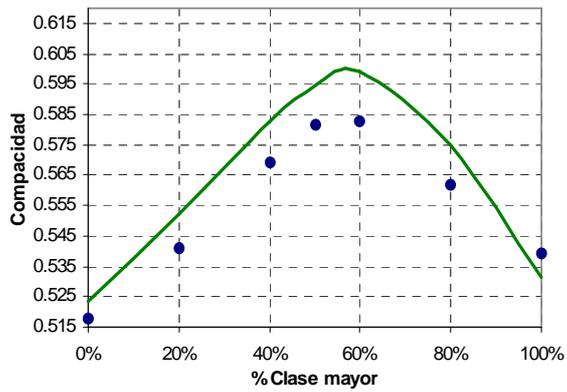
Fig. 3.19. Curvas de compacidad reales y modeladas para la compactación por varillado.



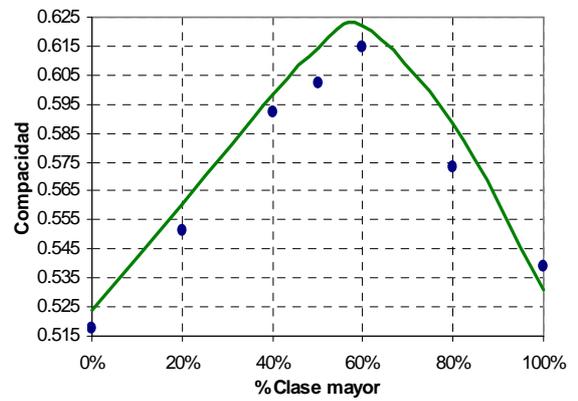
A: 3/4" - 1/2"



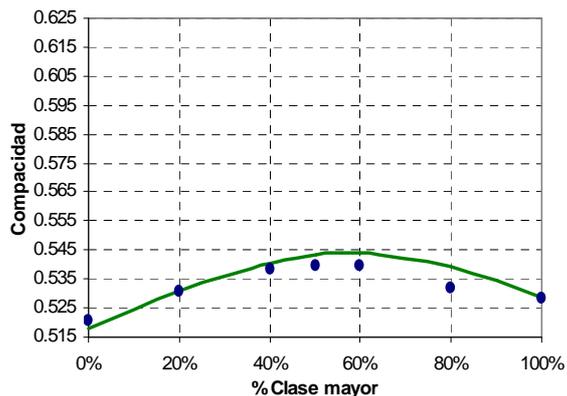
B: 3/4" - 3/8"



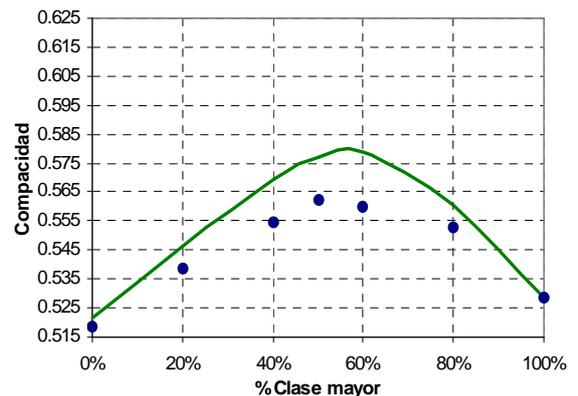
C: 3/4" - 1/4"



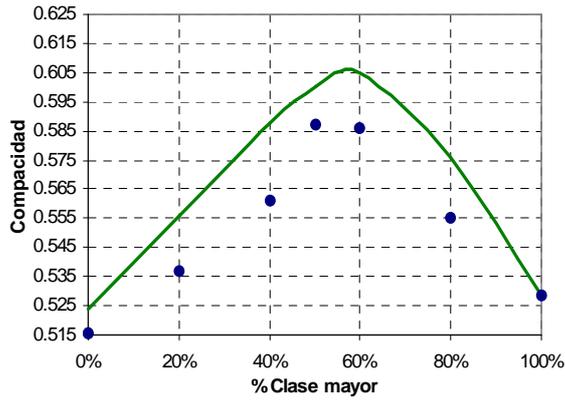
D: 3/4" - #4



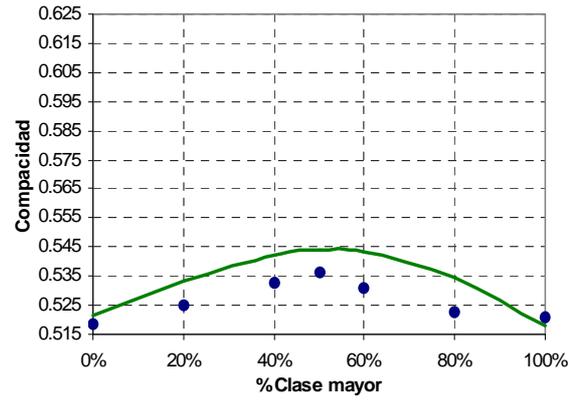
E: 1/2" - 3/8"



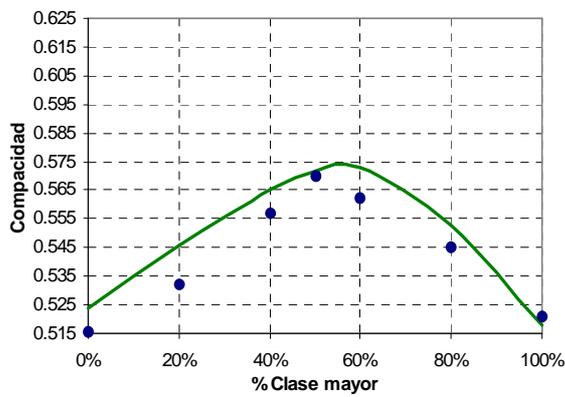
F: 1/2" - 1/4"



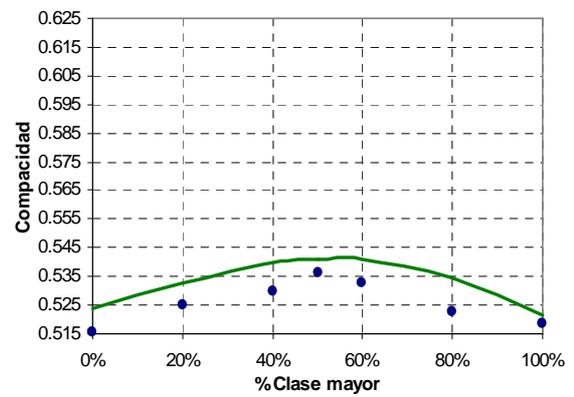
G: 1/2" - #4



H: 3/8" - 1/4"



I: 3/8" - #4



J: 1/4" - #4

El ensayo se puede observar en las diferentes graficas que los resultados del ensayo de compacidad en estado suelto son muy variables, las curvas modeladas usualmente se encuentran por encima de los puntos calculados, esto se podría corregir reduciendo el índice de compactación dado al modelo, sin embargo la calibración de los coeficientes se realizo con las mezclas unimodales asumiendo que estos datos son mas exactos.

TABLA 3.18. Compacidad real y compacidad calculada con el MEC, para mezclas compactadas por vibrado.

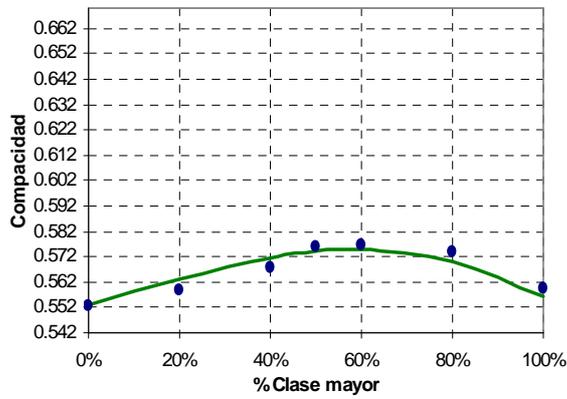
Mezcla	% dmax	% dmin	Compactación por vibrado			
			Creal	Ccal	Ccal/Creal	% Error
<b>A</b> 3/4" - 1/2"	0%	100%	0.553	0.553	1.000	0.02%
	20%	80%	0.559	0.563	1.006	0.64%
	40%	60%	0.568	0.571	1.006	0.60%
	50%	50%	0.576	0.574	0.997	0.33%
	60%	40%	0.577	0.575	0.997	0.33%
	80%	20%	0.574	0.570	0.993	0.73%
	100%	0%	0.560	0.556	0.993	0.68%
<b>B</b> 3/4" - 3/8"	0%	100%	0.545	0.543	0.996	0.44%
	20%	80%	0.568	0.564	0.993	0.69%
	40%	60%	0.593	0.584	0.985	1.50%
	50%	50%	0.595	0.592	0.994	0.57%
	60%	40%	0.597	0.595	0.996	0.37%
	80%	20%	0.587	0.583	0.992	0.77%
	100%	0%	0.560	0.556	0.993	0.68%
<b>C</b> 3/4" - 1/4"	0%	100%	0.545	0.546	1.002	0.18%
	20%	80%	0.580	0.577	0.996	0.45%
	40%	60%	0.615	0.610	0.992	0.85%
	50%	50%	0.632	0.624	0.987	1.31%
	60%	40%	0.635	0.631	0.993	0.69%
	80%	20%	0.610	0.603	0.989	1.10%
	100%	0%	0.560	0.556	0.993	0.68%
<b>D</b> 3/4" - #4	0%	100%	0.549	0.548	0.999	0.15%
	20%	80%	0.588	0.585	0.994	0.58%
	40%	60%	0.638	0.625	0.979	2.08%
	50%	50%	0.657	0.644	0.980	2.04%
	60%	40%	0.669	0.655	0.979	2.08%
	80%	20%	0.631	0.618	0.979	2.08%
	100%	0%	0.560	0.556	0.993	0.68%
<b>E</b> 1/2" - 3/8"	0%	100%	0.545	0.543	0.996	0.44%
	20%	80%	0.551	0.556	1.009	0.85%
	40%	60%	0.559	0.567	1.013	1.27%
	50%	50%	0.565	0.570	1.008	0.80%
	60%	40%	0.565	0.570	1.009	0.94%
	80%	20%	0.559	0.565	1.010	1.02%
	100%	0%	0.553	0.553	1.000	0.02%
<b>F</b> 1/2" - 1/4"	0%	100%	0.547	0.546	0.998	0.18%
	20%	80%	0.564	0.572	1.013	1.35%
	40%	60%	0.589	0.596	1.012	1.21%
	50%	50%	0.594	0.605	1.019	1.90%
	60%	40%	0.595	0.608	1.023	2.25%
	80%	20%	0.580	0.588	1.014	1.36%
	100%	0%	0.553	0.553	1.000	0.02%

TABLA 3.18. Continuación.

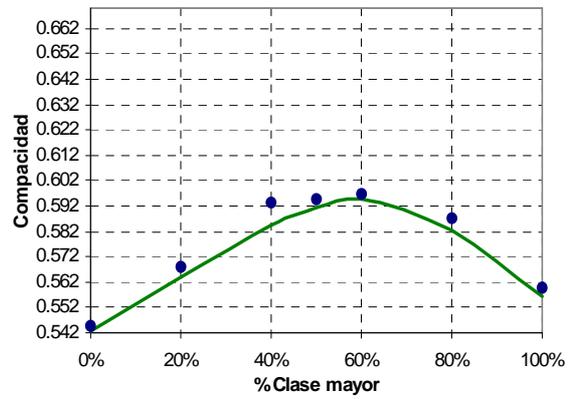
Mezcla	% dmax	% dmin	Compactación por vibrado			
			Creal	Ccal	Ccal/Creal	% Error
<b>G</b> <b>1/2" - #4</b>	0%	100%	0.549	0.548	0.999	0.15%
	20%	80%	0.590	0.581	0.984	1.61%
	40%	60%	0.612	0.614	1.004	0.36%
	50%	50%	0.625	0.629	1.006	0.64%
	60%	40%	0.634	0.636	1.004	0.36%
	80%	20%	0.604	0.604	1.001	0.07%
	100%	0%	0.553	0.553	1.000	0.02%
<b>H</b> <b>3/8" - 1/4"</b>	0%	100%	0.547	0.546	0.998	0.18%
	20%	80%	0.551	0.558	1.013	1.31%
	40%	60%	0.560	0.568	1.015	1.47%
	50%	50%	0.571	0.570	0.999	0.12%
	60%	40%	0.567	0.570	1.005	0.55%
	80%	20%	0.563	0.561	0.996	0.44%
	100%	0%	0.545	0.543	0.996	0.44%
<b>I</b> <b>3/8" - #4</b>	0%	100%	0.549	0.548	0.999	0.15%
	20%	80%	0.564	0.570	1.010	1.05%
	40%	60%	0.584	0.591	1.012	1.20%
	50%	50%	0.581	0.599	1.031	3.08%
	60%	40%	0.584	0.602	1.030	2.98%
	80%	20%	0.570	0.580	1.017	1.72%
	100%	0%	0.545	0.543	0.996	0.44%
<b>J</b> <b>1/4" - #4</b>	0%	100%	0.549	0.548	0.999	0.15%
	20%	80%	0.552	0.557	1.009	0.94%
	40%	60%	0.560	0.564	1.009	0.86%
	50%	50%	0.562	0.566	1.007	0.71%
	60%	40%	0.568	0.567	0.998	0.23%
	80%	20%	0.564	0.560	0.994	0.59%
	100%	0%	0.547	0.546	0.998	0.18%
			Promedio		1.002	1.06%
			D.S.		0.013	0.007

El error promedio encontrado entre los valores reales y los valores calculados de compacidad es de 1.06%; en comparación con los resultados de compacidad en estado suelto la aproximación del modelo ha mejorado.

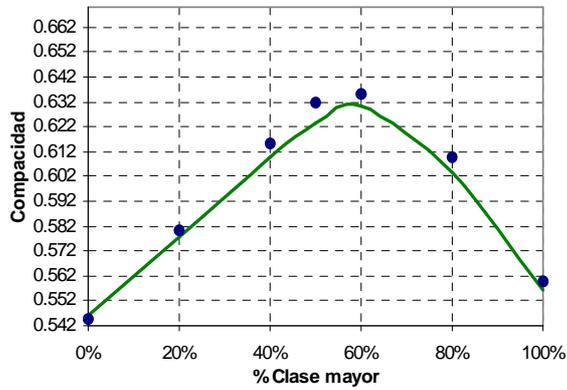
Fig. 3.20. Curvas de compacidad reales y modeladas para la compactación por vibrado.



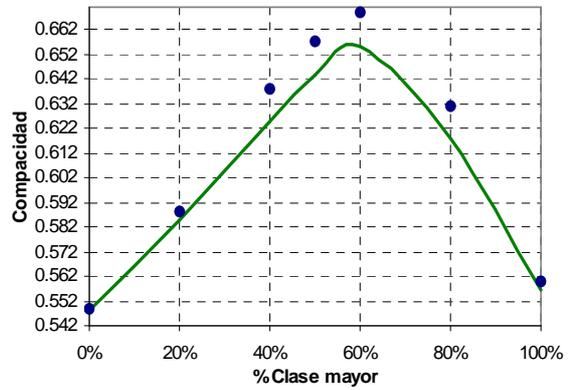
A: 3/4" - 1/2"



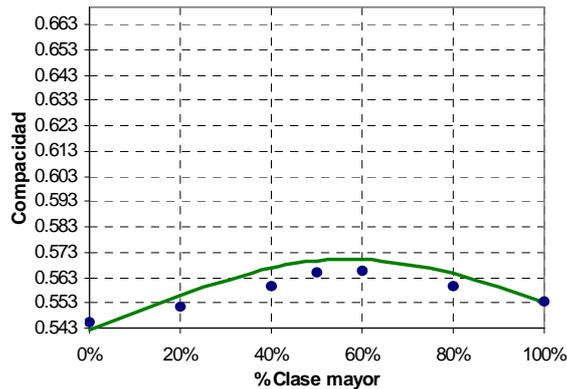
B: 3/4" - 3/8"



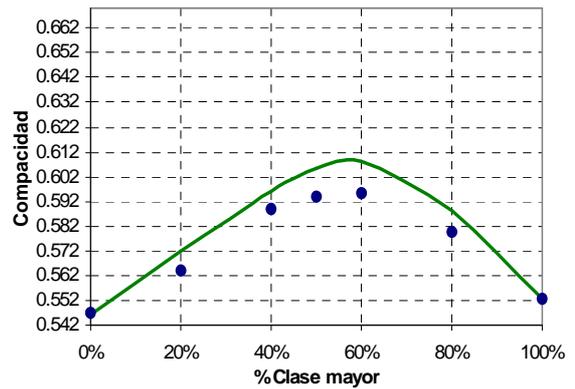
C: 3/4" - 1/4"



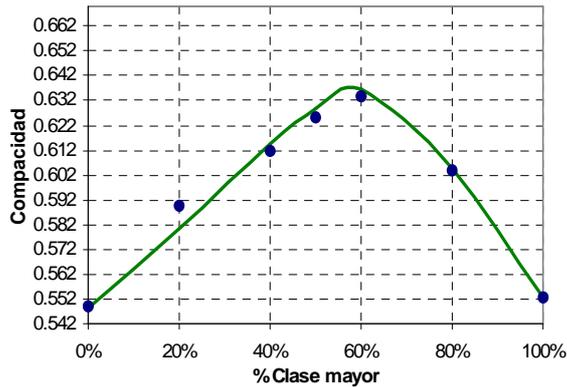
D: 3/4" - #4



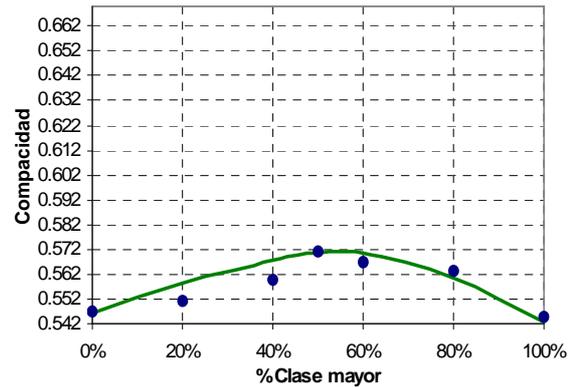
E: 1/2" - 3/8"



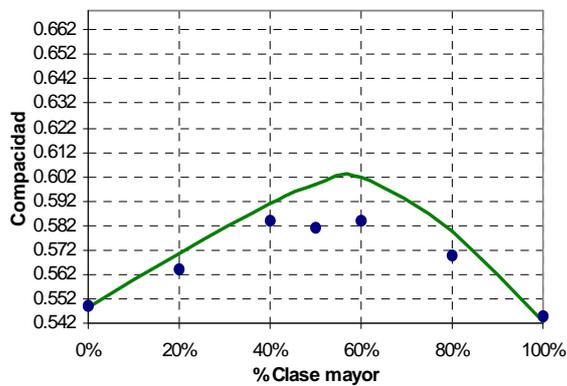
F: 1/2" - 1/4"



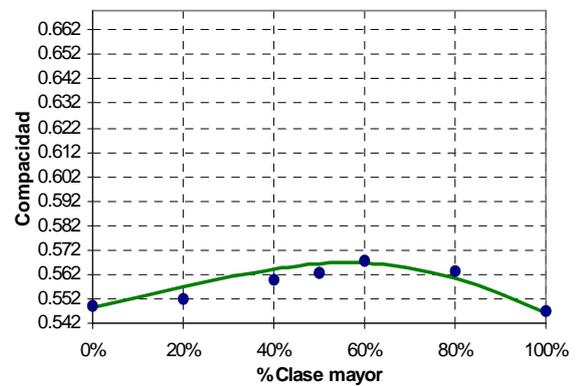
G: 1/2" - #4



H: 3/8" - 1/4"



I: 3/8" - #4



J: 1/4" - #4

Como se puede observar el modelo de empaquetamiento compresible se ajusta mejor a las mezclas realizadas por el método de compactación por vibrado, esto en concordancia con las apreciaciones de algunos investigadores, quienes dicen que a un mayor índice de compactación menor será los errores inducidos en el ensayo. Sin embargo el mayor índice reportado para ensayos de laboratorio tal vez sea el del ensayo de Proctor, para concretos rolados compactados.

Del total de ensayos de compacidad se pueden obtener muchas conclusiones, a continuación presentamos las principales:

- El modelo de acomodo compresible o empaquetamiento compresible se ajusta mejor a los datos experimentales, según el incremento del índice de compactación.

- Se observó en el acomodo de las clases granulares, que el incremento de la compacidad se daba a medida que la relación entre los diámetros de los granos era menor. Por lo cual la mayor compacidad de las mezclas binarias se logró al mezclar granos de diámetros entre  $\frac{3}{4}$ " -  $\frac{1}{2}$ " y granos entre #4-#8. En forma contraria las compacidades menores se lograban al combinar clases granulares consecutivas.
- El error obtenido para el método de compactación por vibrado de 1.06%, es muy aceptable, el error obtenido para las mezclas compactadas por varillado de 1.76%, es también aceptable, a pesar de los errores propios del ensayo, es recomendable por lo tanto realizar el ensayo de manera estricta conforme la norma lo indica.
- Respecto de los índices de compactación encontrados, debemos destacar que existen otros valores reportados (ver Sec. 3.4.5) tanto para el ensayo de compacidad en estado suelto como para la compactación por varillado, por lo cual se hace necesario calibrar estos índices con algunas mezclas de prueba si se va usar este tipo de ensayos para utilizar el MEC.
- El índice de compactación para el método de vibrado fue calculado en base a las recomendaciones dadas por los autores del modelo para la metodología modificada presentada en el capítulo anterior.

#### **3.4.5. Algunas simulaciones con el Modelo de acomodo compresible.-**

Como observamos en la sección anterior el modelo de acomodo compresible brinda una buena aproximación para la predicción de la compacidad de mezclas granulares en esta sección utilizamos el modelo de acomodo compresible para modelar algunas de las curvas granulométricas más conocidas en la tecnología del concreto y comparar sus resultados, se asume un índice de compactación igual a 8 por lo cual se asume que la compacidad de los agregados se encontraría con el método de vibrado, además no consideramos

el efecto pared producido por el recipiente, esto dado a que fue este método el que dio un menor error porcentual en la sección anterior.

Las curvas utilizadas fueron las siguientes: Lineal, Logarítmica, Discontinua, Fuller, Weymouth, Bolomey, Dreux, Optima, Huso 5, Huso 56 y Huso 57. Las curvas granulométricas se muestran en los siguientes gráficos.

Fig. 3.21. Curvas granulométricas utilizadas para la comparación de compacidad modelada.

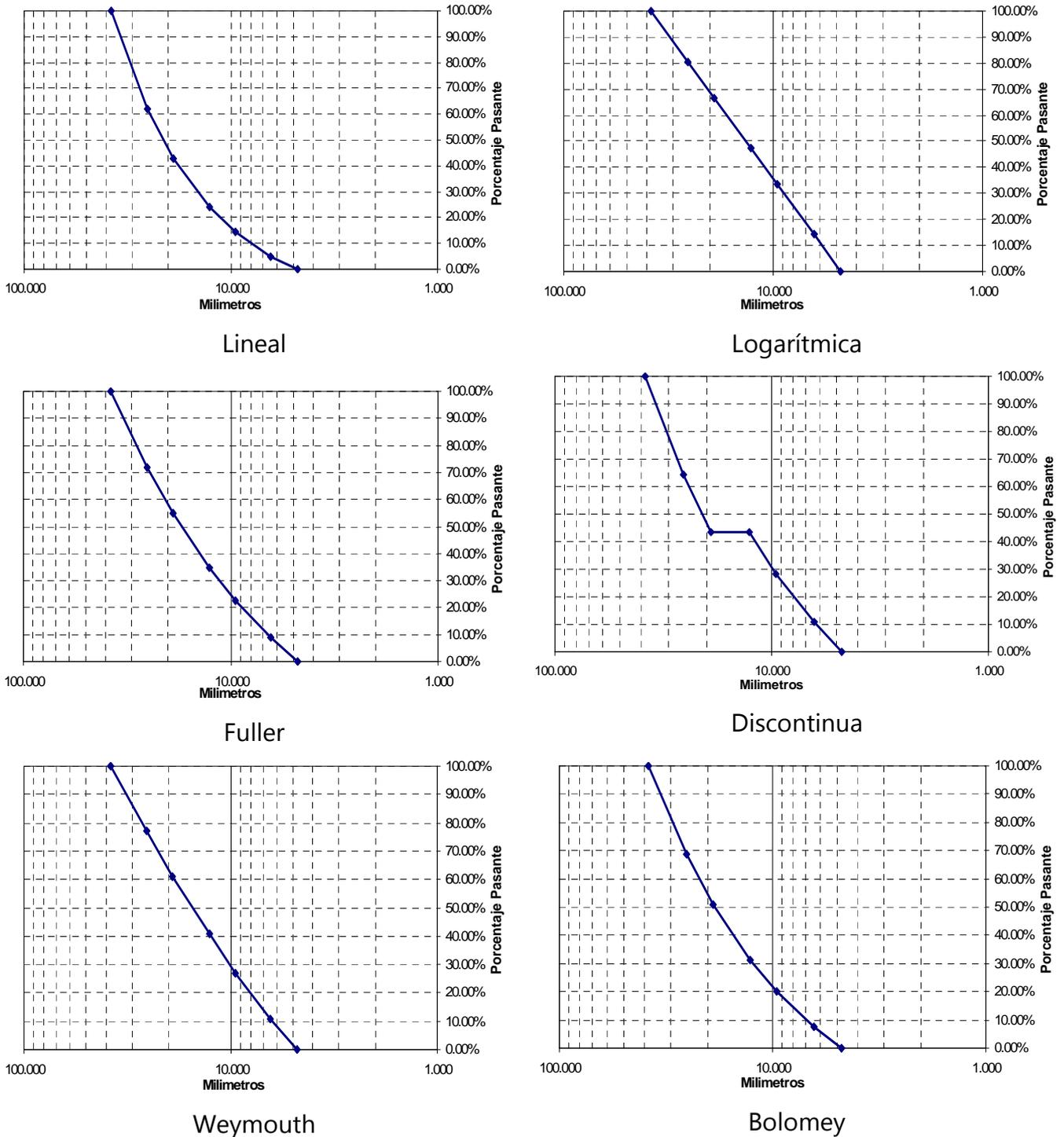
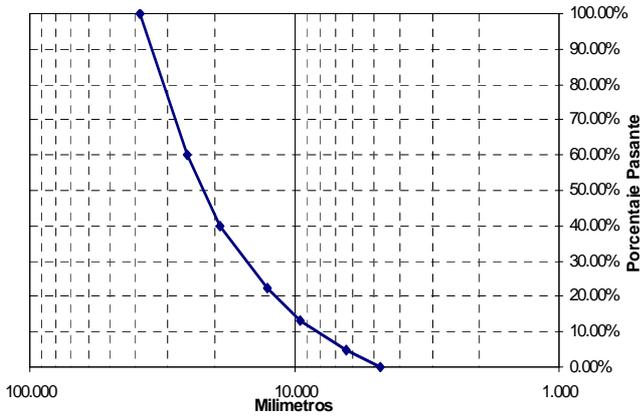
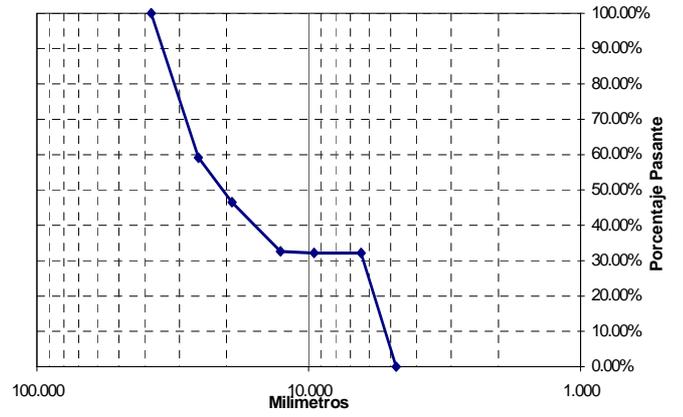


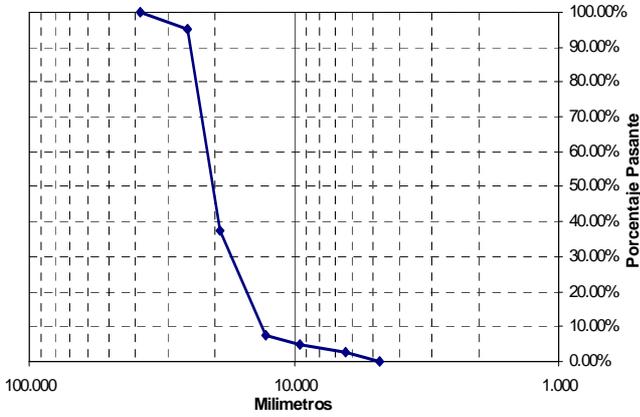
Fig. 3.21. Continuación.



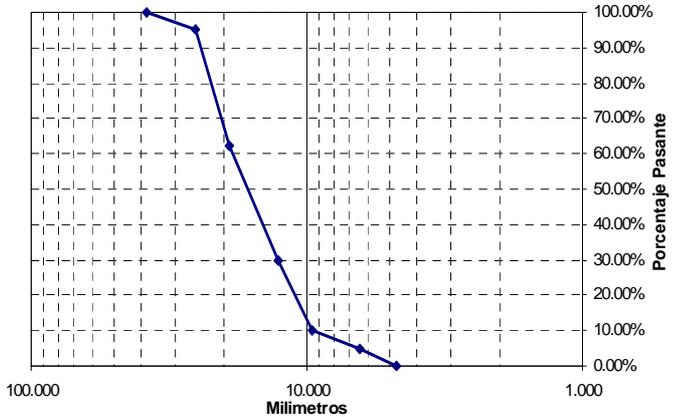
Dreux



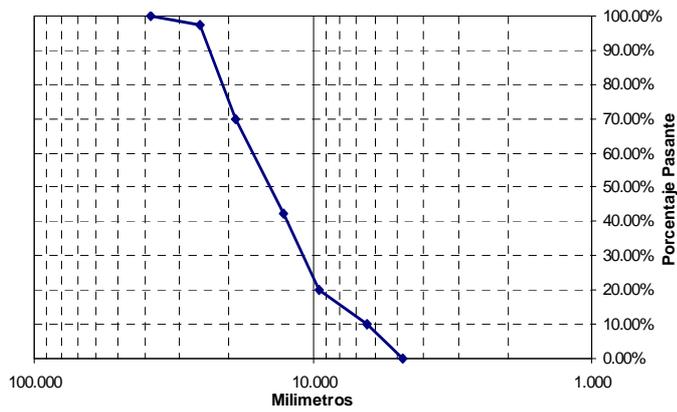
Máxima compacidad



Huso 5



Huso 56



Huso 57

La siguiente tabla muestra los resultados de la compacidad sobre las diferentes granulometrías mostradas en las graficas anteriores, adicionalmente se muestran la compacidad resultante de mezclar el agregado grueso de cada granulometría con 50% de arena de La Poderosa la cual conservo su curva original, mostrada en el capítulo II.

TABLA 3.19. Compacidad para diferentes granulometrías.

Granulometría	Compacidad	Compacidad (+50% de arena)
Lineal	0.6552	0.8165
Logarítmica	0.6475	0.7911
Fuller	0.6651	0.8096
Discontinua	0.6726	0.8072
Weymouth	0.6649	0.8055
Bolomey	0.6630	0.8119
Dreux	0.6231	0.8174
Máxima Compacidad	0.6876	0.8042
Huso 5*	0.6199	0.8186
Huso 56*	0.6332	0.8107
Huso 57*	0.6447	0.8038

\*Estas granulometrías cumplen los husos mencionados.

La curva granulométrica obtenida para máxima compacidad fue encontrada iterando las proporciones de las diferentes clases granulares hasta encontrar la máxima compacidad de la combinación de estos, durante este proceso pudimos observar que las clases vecinas tienden a suplir parcialmente la ausencia de una clase faltante. Como se puede observar en la grafica, la curva granulométrica para máxima compacidad es una curva discontinua a la que se le ha quitado dos clases granulares intermedias.

Es interesante ver los resultados de compacidad encontrados para las curvas que cumplen los husos granulométricos normados en la norma ASTM, los valores de compacidad son relativamente mas bajos que los de las curvas teóricas.

De los resultados podemos observar claramente que las curvas discontinuas logran la mayor compacidad, las curvas continuas alcanzan una menor compacidad, dentro de estas, la que alcanzo la mayor compacidad fue la

curva de Fuller; observando los resultados podríamos decir que las curvas granulométricas más adecuadas son las discontinuas, sin embargo es necesario evaluar el potencial de segregación de estas granulometrías, dado que no poseen ciertos tamaños de granos puede producirse segregación, esta posible segregación será una función del tipo de compactación que se le da a la mezcla (se puede tomar el índice de compactación como referencia), el número de clases granulares, la distribución granulométrica y los parámetros morfológicos de los agregados.

#### **3.4.6. Comentarios finales acerca del modelo de empaquetamiento compresible.-**

Durante el proceso de investigación teórica del presente trabajo pudimos consultar varias metodologías propuestas para encontrar las relaciones óptimas de los agregados, el MEC ha sido sin embargo el más recomendado por diferentes personalidades del mundo de la tecnología del concreto, si bien no es un modelo totalmente exacto, nos brinda una buena aproximación para evaluar las mezclas de agregado; es necesario mencionar que dadas sus características su aplicación se puede extender a otras áreas de la ingeniería civil como: las mezclas de suelos y mezclas asfálticas e inclusive el estudio de los flujos de escombros.

El MEC ha sido calibrado para ser usado para predecir compacidad de mezclas que incluyen al cemento, sin embargo en el presente no se utilizó esta capacidad dado que no se pudo encontrar una curva granulométrica adecuada para los cementos usados.

### **3.5. VOLUMEN DE PASTA.-**

En la presente sección se describe y desarrolla tres métodos para encontrar la cantidad de materiales cementicios adecuados en la mezcla de concreto, si bien en la sección anterior desarrollamos una metodología para encontrar las proporciones ideales entre agregados, la cantidad de pasta para estas mezclas, sobretodo para mezclas con relaciones agua/cemento bajas era desconocida; siendo la experiencia o los métodos de diseño tradicionales los que nos suelen dar una cantidad aproximada del contenido de cemento en el concreto, era necesario encontrar una metodología que nos permita encontrar esta cantidad. Se hace necesario mencionar que en los recientes años se ha realizado muchos estudio sobre el contenido de pasta en concretos de alto desempeño, especial énfasis le han dado a su relación con la reología de los concretos y sobretodo al estudio de concretos autocompactados de alto desempeño.

#### **3.5.1. Teoría del exceso de pasta.**

En 1940, en su publicación "Diseño de mezclas de concreto", C. T. Kennedy propuso una teoría razonable para un método de diseño de mezclas, dentro de la cual proponía la "Teoría del Exceso de Pasta", su teoría explica que para obtener una adecuada trabajabilidad es necesario tener no solo suficiente pasta de cemento para cubrir la superficie de los agregados, si no también para minimizar la fricción inter-granular y rellenar los vacíos entre partículas.

En la fig. 3.22. mostramos la teoría del exceso de pasta, el primer grafico muestra un modelo simple de acomodo de granos de agregado compactado, en el segundo grafico se muestra el acomodo una vez incluida la pasta, podemos observar que el volumen del vacío ha sido llenado por pasta compactada.

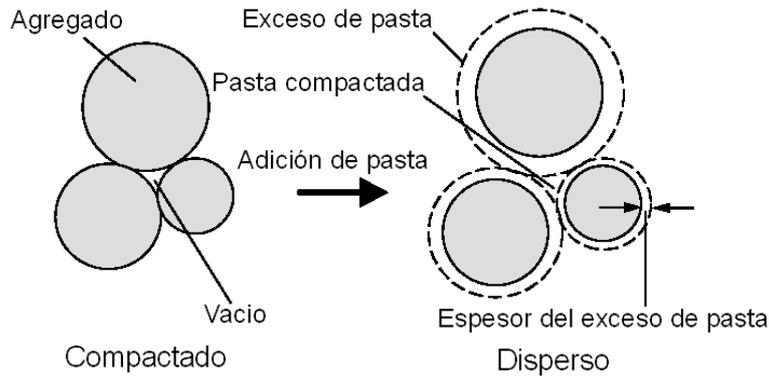


Fig. 3.22. Teoría del exceso de pasta.

Se puede ver que la adición de pasta de cemento cambia la interacción entre agregados, esto será discutido mas ampliamente en la siguiente sección.

Sin este espesor de pasta alrededor de los agregados su movimiento genera demasiada fricción y hace la trabajabilidad imposible.

En la figura 3.23 (a) vemos una muestra de concreto con un buen espaciamiento entre agregados, si esta muestra (b) fuera compactada hasta dejar solo la cantidad de pasta necesaria para llenar los vacíos entre partículas, obtendríamos el acomodo de los granos de agregado cuando se encontraban sin la presencia de la pasta, entonces tendremos diferentes fases: la pasta que llena los vacíos conocida como pasta compactada ( $P_c$ ), el exceso de pasta ( $P_e$ ), la cual es calculada restando  $P_e$  de  $V_p$ , que es el total de volumen de pasta, el espesor del exceso de pasta ( $t_p$ ) dividiendo el volumen de exceso de pasta  $P_e$  entre el área superficial de los agregados ( $s_{all}$ ), como se muestra en las siguiente ecuaciones:

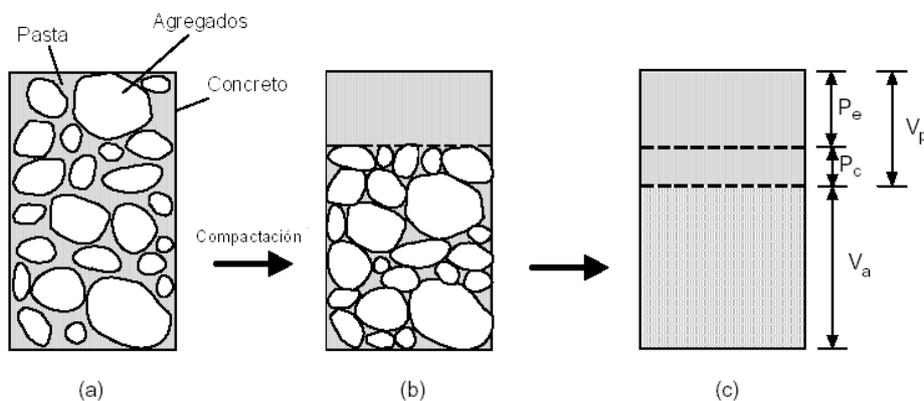


Fig. 3.23. Teoría del exceso de pasta.

$$P_e = V_p - P_c \quad (3.65.)$$

$$t_p = \frac{P_e}{s_{all}} \quad (3.66.)$$

La teoría del exceso de pasta fue recientemente modificada por investigadores de la Universidad de Tokio, para encontrar un valor de  $t_p$ (mm) mas adecuado. Ellos consideraron la relación entre el volumen de agregados en el concreto como  $V_a$ , y consideraron la compacidad como  $G$ , planteando la siguiente ecuación:

$$t_p = \left(1 - \frac{V_a}{G} \cdot 100\right) \left(\frac{10}{S \cdot V_a}\right) \quad (3.67.)$$

donde  $S$  es la superficie especifica ( $\text{mm}^2/\text{mm}^3$ ).

La superficie especifica es entonces medida por el método propuesto por Heywood, el cual fue descrito en el capítulo II, en la siguiente tabla se muestran los valores de  $t_p$  calculados para la mezclas elaboradas que se detallan mas adelante.

TABLA 3.20. Calculo del espesor del exceso de pasta.

Código	a/cm	S piedra	S arena	S $\text{mm}^2/\text{mm}^3$	$t_p$ mm
<b>Serie A</b>	0.40	1.60	36.00	37.60	0.045
	0.35	1.60	35.10	36.70	0.052
	0.30	1.50	33.80	35.30	0.062
	0.25	2.10	32.90	35.00	0.071
	0.20	2.00	30.80	32.80	0.091
	0.15	1.70	27.30	29.00	0.131
<b>Serie B</b>	0.40	2.40	36.10	38.50	0.044
	0.35	2.40	35.10	37.50	0.051
	0.30	2.30	33.80	36.10	0.061
	0.25	2.60	32.90	35.50	0.070
	0.20	2.50	30.80	33.30	0.089
	0.15	2.20	27.30	29.50	0.129

TABLA 3.20. Continuación.

Código	a/cm	S piedra	S arena	S mm <sup>2</sup> /mm <sup>3</sup>	t <sub>p</sub> mm
<b>Serie C</b>	0.40	1.60	35.60	37.20	0.047
	0.35	1.50	34.80	36.30	0.054
	0.30	1.50	33.40	34.90	0.065
	0.25	2.10	32.50	34.60	0.074
	0.20	1.90	30.40	32.30	0.096
	0.15	1.70	26.70	28.40	0.139
<b>Serie D</b>	0.40	37.70	1.70	39.40	0.036
	0.35	36.80	1.60	38.40	0.042
	0.30	35.50	1.60	37.10	0.051
	0.25	34.70	2.20	36.90	0.058
	0.20	31.90	2.00	33.90	0.081
<b>Serie E</b>	0.40	37.70	2.50	40.20	0.035
	0.35	36.80	2.50	39.30	0.041
	0.30	35.50	2.40	37.90	0.050
	0.25	34.70	2.80	37.50	0.057
	0.20	31.90	2.60	34.50	0.079
<b>Serie F</b>	0.40	37.30	1.70	39.00	0.038
	0.35	36.50	1.60	38.10	0.044
	0.30	35.10	1.60	36.70	0.054
	0.25	34.20	2.20	36.40	0.062
	0.20	31.30	2.00	33.30	0.087
<b>Serie G</b>	0.25	35.00	2.70	37.70	0.061
	0.25	34.80	2.70	37.50	0.063
	0.25	34.60	2.60	37.20	0.064
	0.25	34.40	2.60	37.00	0.065
	0.25	34.20	2.60	36.80	0.067
<b>Serie H</b>	0.25	34.70	2.70	37.40	0.063
	0.25	34.80	2.70	37.50	0.062
	0.25	34.90	2.70	37.60	0.062
	0.25	35.00	2.70	37.70	0.062
	0.25	35.10	2.70	37.80	0.062

### 3.5.2. Teoría del diámetro promedio y espacio entre agregados.-

Como mencionamos en la sección anterior el volumen de pasta debe ser tal que lleve los vacíos entre los agregados y cree una capa envolviendo las partículas de agregado, para lograr una adecuada trabajabilidad. Van K. Bui relaciono las características de volumen de pasta con dos parámetros fácilmente calculables y medibles, el diámetro promedio y el espacio entre agregados; además menciona que la diferencia entre la densidad de agregados y la pasta es

relativamente constante y no es un factor principal en la interacción agregados pasta.

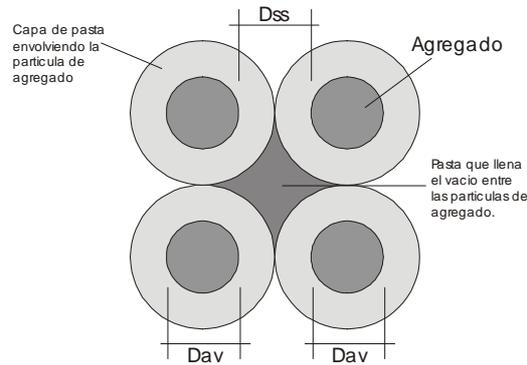


Fig. 3.24. Partículas esféricas de agregado,  $D_{ss}$ , espacio entre agregados,  $D_{av}$ , diámetro promedio.

El espacio promedio entre las partículas de agregado puede ser calculado con la siguiente ecuación, en la figura 3.24 se puede observar la representación esquemática del espacio promedio entre agregados.

$$D_{ss} = D_{av} \left( \sqrt{1 + \frac{V_p - V_{oid}}{V_c - V_p}} - 1 \right) \quad (3.68.)$$

donde:

- $D_{ss}$  = Espacio promedio entre la superficie de dos partículas de agregado.
- $V_p$  = Volumen de pasta.
- $V_{oid}$  = Porosidad o volumen de vacíos de los agregados.
- $V_c$  = Volumen total del concreto.
- $D_{av}$  = Diámetro promedio de los agregados.

El diámetro promedio de los agregados  $D_{av}$ , puede ser calculado con la ayuda de su distribución granulométrica con la expresión siguiente:

$$D_{av} = \frac{\sum d_i m_i}{\sum m_i} \quad (3.69.)$$

donde:

$d_i$  = Diámetro promedio del agregado de clase i.

$m_i$  = Porcentaje retenido en la malla correspondiente a la fracción i

En la siguiente tabla se muestran los valores de diámetro promedio y espaciamiento entre agregados para la mezclas elaboradas que se detallan mas adelante.

TABLA 3.21. Calculo del diámetro promedio y el espesor entre agregados.

Código	a/cm	$V_p$ m	$V_{oid}$ m	$D_{av}$ mm	$D_{ss}$ mm
<b>Serie A</b>	0.40	0.324	0.185	8.566	0.553
	0.35	0.342	0.185	8.566	0.634
	0.30	0.366	0.185	8.566	0.749
	0.25	0.383	0.199	6.216	0.565
	0.20	0.421	0.199	6.216	0.710
	0.15	0.488	0.199	6.216	0.999
<b>Serie B</b>	0.40	0.323	0.212	6.428	0.333
	0.35	0.342	0.212	6.426	0.397
	0.30	0.366	0.212	6.428	0.482
	0.25	0.383	0.230	5.192	0.398
	0.20	0.421	0.230	5.192	0.518
	0.15	0.488	0.230	5.192	0.756
<b>Serie C</b>	0.40	0.331	0.185	8.566	0.583
	0.35	0.347	0.185	8.566	0.659
	0.30	0.372	0.185	8.566	0.780
	0.25	0.390	0.199	6.216	0.592
	0.20	0.430	0.199	6.216	0.745
	0.15	0.499	0.199	6.216	1.053
<b>Serie D</b>	0.40	0.293	0.185	8.566	0.417
	0.35	0.309	0.185	8.566	0.486
	0.30	0.333	0.185	8.566	0.592
	0.25	0.348	0.199	6.216	0.442
	0.20	0.401	0.199	6.216	0.634
	<b>Serie E</b>	0.40	0.293	0.212	6.428
0.35		0.309	0.212	6.428	0.287
0.30		0.333	0.212	6.428	0.365
0.25		0.348	0.230	5.192	0.297
0.20		0.401	0.230	5.192	0.455
<b>Serie F</b>		0.40	0.299	0.185	8.566
	0.35	0.315	0.185	8.566	0.513
	0.30	0.340	0.185	8.566	0.627
	0.25	0.358	0.199	6.216	0.476
	0.20	0.413	0.199	6.216	0.677
	<b>Serie G</b>	0.25	0.369	0.199	4.772
0.25		0.372	0.199	4.772	0.403

	0.25	0.375	0.199	4.772	0.412
	0.25	0.378	0.199	4.772	0.420
	0.25	0.383	0.199	4.772	0.434
<b>Serie H</b>	0.25	0.374	0.199	4.772	0.409
	0.25	0.372	0.199	4.772	0.403
	0.25	0.370	0.199	4.772	0.398
	0.25	0.369	0.199	4.772	0.394
	0.25	0.366	0.199	4.772	0.386

### 3.5.3. - Teoría de la capa adherida.-

En 1999, el Ing. C. Yanqui, publicó un método para el diseño de mezclas de concreto, basado en la teoría de ensambles y la naturaleza fractal de las curvas granulométricas, este método presentó varios conceptos muy interesantes y completamente aplicables a las mezclas de concreto, uno de estos fue la descripción de la estructura plástica o fluida donde se describe la forma como las partículas de cemento adquiere una capa o envoltura producida por el campo electro molecular de las partículas; por lo cual el investigador usa estos conceptos para predecir el comportamiento reológico de la pasta.

Sin embargo, dadas las características de la teoría presentada por el Ing. C. Yanqui, podemos usarla para encontrar un valor de espesor de pasta que envuelve a las partículas de agregado, a la que llamamos "Capa adherida".

Respetando las características de la teoría de los ensambles, podemos decir que la capa adherida, representa a un volumen de pasta que rodea a las partículas de agregado brindándole la característica de fluencia.

En este caso tendremos dos fases las partículas sólidas (agregados) y la sustancia lubricante (pasta de cemento), de la misma manera que en la teoría planteada por el Ing. C. Yanqui podemos plantear un diámetro característico  $D_c$  para la partícula envuelta en la pasta de cemento:

$$D_c = C_d D(1 + C_p) \quad (3.70.)$$

donde:

- $C_d$  = Coeficiente de separación entre partículas
- $C_p$  = Coeficiente de coagulación

El coeficiente de coagulación relaciona el espesor de la cada adherida  $a_p$  y el tamaño máximo  $D_{\max}$  del agregado:

$$C_d = \frac{2a_p}{D_{\max}} \quad (3.70.)$$

Como observamos en la figura 3.25, los espacios entre agregados son cubiertos completamente por pasta, por lo cual el contenido unitario total de la pasta, respecto al peso de la fase sólida, se expresa como:

$$w_d = \frac{1}{G} \left( \frac{6}{\pi} \frac{1}{\xi \psi} (1 + C_p)^3 - 1 \right) \quad (3.71.)$$

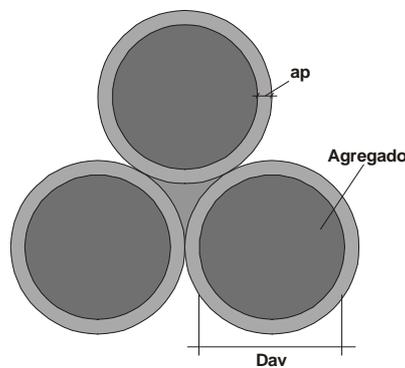


Fig. 3.25. Partículas esféricas de agregado,  $a_p$ , capa adherida

La expresión anterior nos relaciona el volumen de pasta en la mezcla con las características de fluidez de la mezcla, notemos que cuando la capa adherida vale 0 el acomodo corresponde a un estado compactado de solo agregados, por lo cual el valor de  $w_p$  para este estado será igual a la porosidad de la mezcla de agregados. Relacionando este valor podemos calcular el espesor de la capa adherida:

$$a_p = \frac{D_{\max}}{2} \left( \sqrt[3]{\frac{1 + Gw_p}{1 + Gw_c}} - 1 \right) \quad (3.72.)$$

donde:

$w_p$  = Volumen de pasta.

$w_c$  = Porosidad o volumen de vacíos de la porosidad de agregados.

$G$  = Peso específico de los sólidos.

En la siguiente tabla se muestran los valores para el calculo de la capa adherida para las mezclas elaboradas que se detallan mas adelante.

TABLA 3.22. Calculo de la capa adherida.

Código	a/cm	w <sub>p</sub>	w <sub>c</sub>	C <sub>p</sub>	a <sub>p</sub> mm	n <sub>p</sub>
Serie A	0.40	0.324	0.185	0.206	1.963	0.535
	0.35	0.342	0.185	0.227	2.166	0.559
	0.30	0.366	0.185	0.256	2.434	0.588
	0.25	0.383	0.199	0.243	1.545	0.583
	0.20	0.421	0.199	0.283	1.798	0.621
	0.15	0.488	0.199	0.348	2.208	0.673
Serie B	0.40	0.323	0.212	0.150	1.427	0.482
	0.35	0.342	0.212	0.172	1.637	0.511
	0.30	0.366	0.212	0.199	1.893	0.543
	0.25	0.383	0.230	0.185	1.176	0.538
	0.20	0.421	0.230	0.223	1.418	0.579
	0.15	0.488	0.230	0.285	1.808	0.637
Serie C	0.40	0.331	0.185	0.214	2.038	0.544
	0.35	0.347	0.185	0.234	2.228	0.566
	0.30	0.372	0.185	0.263	2.503	0.595
	0.25	0.390	0.199	0.251	1.595	0.591
	0.20	0.430	0.199	0.292	1.854	0.629
	0.15	0.499	0.199	0.358	2.273	0.680
Serie D	0.40	0.293	0.185	0.166	1.581	0.486
	0.35	0.309	0.185	0.187	1.780	0.512
	0.30	0.333	0.185	0.216	2.061	0.547
	0.25	0.348	0.199	0.205	1.300	0.542
	0.20	0.401	0.199	0.263	1.670	0.602
Serie E	0.40	0.293	0.212	0.113	1.078	0.429
	0.35	0.309	0.212	0.133	1.268	0.459
	0.30	0.333	0.212	0.161	1.536	0.497
	0.25	0.348	0.230	0.148	0.942	0.491
	0.20	0.401	0.230	0.204	1.295	0.559
Serie F	0.40	0.299	0.185	0.174	1.654	0.496
	0.35	0.315	0.185	0.195	1.855	0.522
	0.30	0.340	0.185	0.226	2.150	0.557
	0.25	0.358	0.199	0.216	1.371	0.555
	0.20	0.413	0.199	0.275	1.744	0.613
Serie G	0.25	0.369	0.199	0.228	1.445	0.567
	0.25	0.372	0.199	0.231	1.470	0.571
	0.25	0.375	0.199	0.235	1.491	0.575
	0.25	0.378	0.199	0.238	1.511	0.578
	0.25	0.383	0.199	0.243	1.546	0.583
Serie H	0.25	0.374	0.199	0.234	1.484	0.573
	0.25	0.372	0.199	0.231	1.469	0.571
	0.25	0.370	0.199	0.229	1.456	0.569
	0.25	0.369	0.199	0.228	1.446	0.567
	0.25	0.366	0.199	0.226	1.425	0.564

### 3.5.4 .- Teoría del máximo espesor de pasta.-

En 1993, de Larrard y Tondat introducen el concepto de máximo espesor de pasta, ellos consideraron a los agregados como una inclusión en la pasta, y con la ayuda de un calculo geométrico simple, calcularon la distancia entre dos partículas de agregado y la llamaron "Máximo Espesor de Pasta", por que esta representa el mayor intervalo que existe entre partículas; su aplicación directa fue la de predecir la resistencia a la compresión del concreto, esta relación entre la resistencia y el máximo espesor lo detallamos en el capítulo V.

La expresión dada para el calculo del máximo espesor es la siguiente:

$$EMP = D_{\max} \left( \sqrt[3]{\frac{g^*}{g}} - 1 \right) \quad (3.73.)$$

donde:

- $D_{\max}$  = Tamaño máximo del agregado
- $g^*$  = Compacidad de la mezcla de solo agregados.
- $g$  = Compacidad de los agregados en la mezcla de concreto.

En la siguiente tabla se muestran los valores para el calculo del espesor máximo de pasta.

TABLA 3.23. Calculo del espesor máximo de pasta.

Código	a/cm	$g^*$	EMP mm
<b>Serie A</b>	0.40	0.185	-0.129
	0.35	0.185	0.037
	0.30	0.185	0.279
	0.25	0.199	0.266
	0.20	0.199	0.565
	0.15	0.199	1.136
<b>Serie B</b>	0.40	0.212	-0.347
	0.35	0.212	-0.181
	0.30	0.212	0.058
	0.25	0.230	0.098
	0.20	0.230	0.393
	0.15	0.230	0.956
<b>Serie C</b>	0.40	0.185	-0.077

	0.35	0.185	0.095
	0.30	0.185	0.349
	0.25	0.199	0.321
	0.20	0.199	0.637
	0.15	0.199	1.245
<b>Serie D</b>	0.40	0.185	-0.331
	0.35	0.185	-0.187
	0.30	0.185	0.025
	0.25	0.199	0.077
	0.20	0.199	0.418
<b>Serie E</b>	0.40	0.212	-0.545
	0.35	0.212	-0.402
	0.30	0.212	-0.193
	0.25	0.230	-0.089
	0.20	0.230	0.248
<b>Serie F</b>	0.40	0.185	-0.276
	0.35	0.185	-0.124
	0.30	0.185	0.103
	0.25	0.199	0.140
	0.20	0.199	0.506
<b>Serie G</b>	0.25	0.199	0.165
	0.25	0.199	0.190
	0.25	0.199	0.213
	0.25	0.199	0.234
	0.25	0.199	0.271
<b>Serie H</b>	0.25	0.199	0.190
	0.25	0.199	0.190
	0.25	0.199	0.190
	0.25	0.199	0.190
	0.25	0.199	0.190

### 3.5.5 .- Comparación entre las diferentes teorías presentadas.

En esta sección presentamos una comparación entre los cálculos obtenidos por las diferentes teorías para las diferentes mezclas elaboradas, no siendo importante para esta sección el diseño detallado de mezclas es que realizamos esta comparación. Los diseños de mezcla, así como los resultados obtenidos se presentaran en la siguiente sección y los próximos capítulos.

Resumiendo tenemos los datos obtenidos de emplear 4 teorías, que tienen en común encontrar un espaciamiento entre agregados, ya sea máximo o promedio, sin embargo en cada una de estas tenemos resultados variables, a continuación enlistamos las 4 teorías estudiadas:

- Teoría del exceso de pasta:           Espesor del exceso de pasta (promedio)
- Teoría del espaciamiento :           Espaciamiento promedio entre granos de agregado (promedio).
- Teoría de la capa adherida:           Espesor de la capa adherida (máximo).
- Teoría del máximo espesor :           Máximo espesor de pasta (máximo).

En la siguiente tabla se presentan los valores obtenidos para las 4 teorías presentadas:

TABLA 3.24. Comparación entre las teorías de calculo de espesor de pastas

Código	a/cm	t <sub>p</sub> mm	a <sub>p</sub> mm	D <sub>ss</sub> mm	EMP mm
<b>Serie A</b>	0.40	0.045	1.963	0.553	-0.129
	0.35	0.052	2.166	0.634	0.037
	0.30	0.062	2.434	0.749	0.279
	0.25	0.071	1.545	0.565	0.266
	0.20	0.091	1.798	0.710	0.565
	0.15	0.131	2.208	0.999	1.136
<b>Serie B</b>	0.40	0.044	1.427	0.333	-0.347
	0.35	0.051	1.637	0.397	-0.181
	0.30	0.061	1.893	0.482	0.058
	0.25	0.070	1.176	0.398	0.098
	0.20	0.089	1.418	0.518	0.393
	0.15	0.129	1.808	0.756	0.956
<b>Serie C</b>	0.40	0.047	2.038	0.583	-0.077
	0.35	0.054	2.228	0.659	0.095
	0.30	0.065	2.503	0.780	0.349
	0.25	0.074	1.595	0.592	0.321
	0.20	0.096	1.854	0.745	0.637
	0.15	0.139	2.273	1.053	1.245
<b>Serie D</b>	0.40	0.036	1.581	0.417	-0.331
	0.35	0.042	1.780	0.486	-0.187
	0.30	0.051	2.061	0.592	0.025
	0.25	0.058	1.300	0.442	0.077
	0.20	0.081	1.670	0.634	0.418
<b>Serie E</b>	0.40	0.035	1.078	0.236	-0.545
	0.35	0.041	1.268	0.287	-0.402
	0.30	0.050	1.536	0.365	-0.193
	0.25	0.057	0.942	0.297	-0.089
	0.20	0.079	1.295	0.455	0.248
<b>Serie F</b>	0.40	0.038	1.654	0.442	-0.276

	0.35	0.044	1.855	0.513	-0.124
	0.30	0.054	2.150	0.627	0.103
	0.25	0.062	1.371	0.476	0.140
	0.20	0.087	1.744	0.677	0.506
<b>Serie G</b>	0.25	0.061	1.445	0.394	0.165
	0.25	0.063	1.470	0.403	0.190
	0.25	0.064	1.491	0.412	0.213
	0.25	0.065	1.511	0.420	0.234
	0.25	0.067	1.546	0.434	0.271
<b>Serie H</b>	0.25	0.063	1.484	0.409	0.190
	0.25	0.062	1.469	0.403	0.190
	0.25	0.062	1.456	0.398	0.190
	0.25	0.062	1.446	0.394	0.190
	0.25	0.062	1.425	0.386	0.190

En tabla anterior podemos ver todos los valores calculados por las diferentes teorías mostradas anteriormente, podemos ver que la teoría del exceso de pasta, nos da valores muy bajos de espesor de pasta, comparados con los valores encontrados por la teoría de la capa adherida, los valores de espacio promedio y máximo espesor de pasta son intermedios entre los dos anteriormente mencionados, sin embargo algunos valores calculados de máximos espesor de pasta nos dan resultados negativos, lo que supondría que no existe la suficiente pasta para llenar siquiera los espacios entre agregados. En los siguientes gráficos mostramos las relaciones entre los valores hallados:

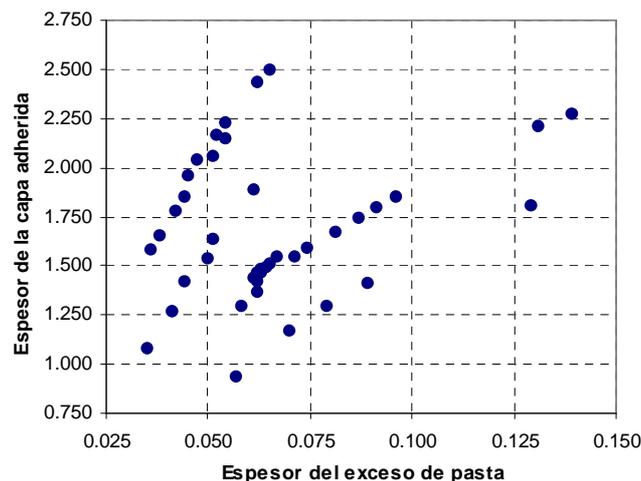


Fig. 3.26. Relación directa entre el espesor del exceso de pasta y el espesor de la capa adherida.

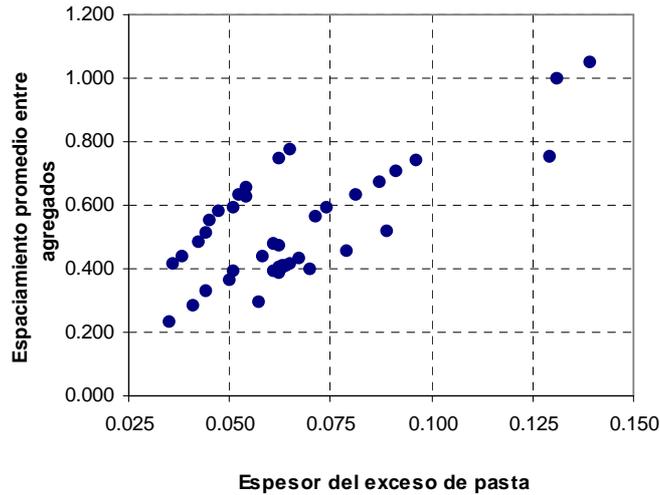


Fig. 3.27. Relación directa entre el espesor del exceso de pasta y el espaciamiento promedio entre agregados.

Podemos identificar en las Figs. 3.26 y 3.27, relaciones lineales entre los conceptos, las cuales dependen del tamaño máximo del agregado, dado que las líneas que se muestran mas a izquierda representan a las mezclas con mayor tamaño máximo, con y sin microsílíce respectivamente.

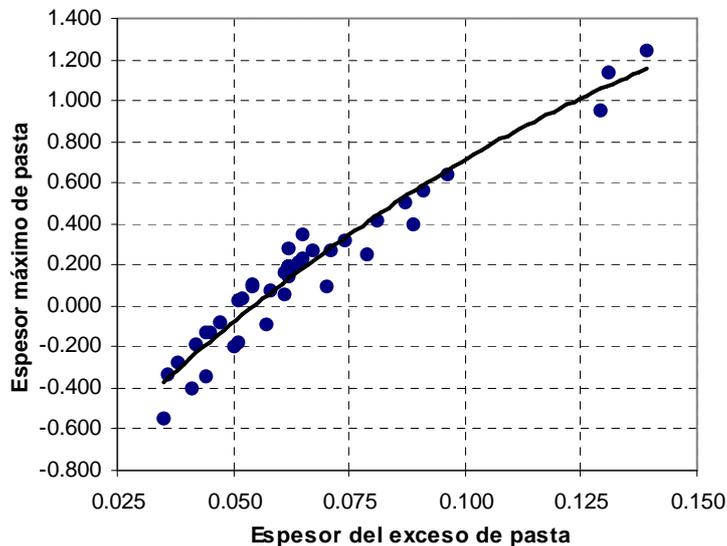


Fig. 3.27. Relación directa entre el espesor del exceso de pasta y espesor máximo de pasta. En la figura 3.27 podemos observar que la relación entre el espesor del exceso de pasta y el espesor máximo de pasta es mas directo, relacionando asi la superficie especifica del agregado con el espesor máximo de pasta.

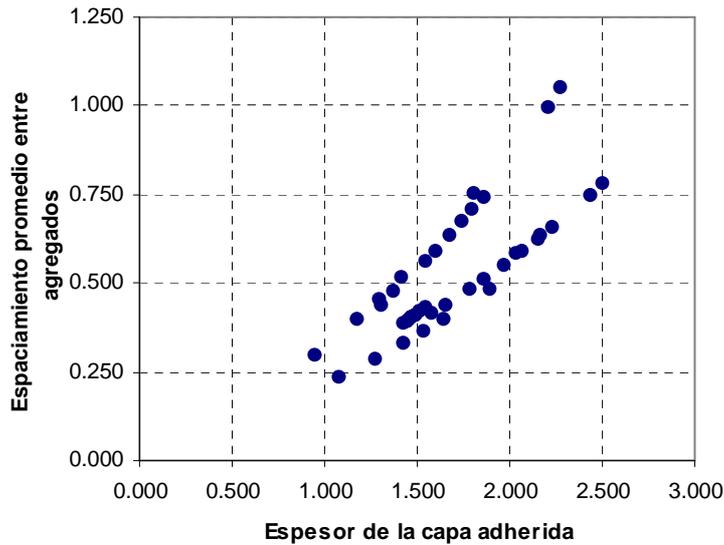


Fig. 3.28. Relación directa entre el espesor de capa adherida y el espesor promedio entre agregados.

Podemos observar que la fig. 3.28 se muestran dos curvas que relacionan el espesor de capa adherida y el espaciamiento promedio de los agregados. Sin embargo podemos observar que si relacionamos con el tamaño máximo de agregados el espaciamiento promedio obtenemos la siguiente grafica.

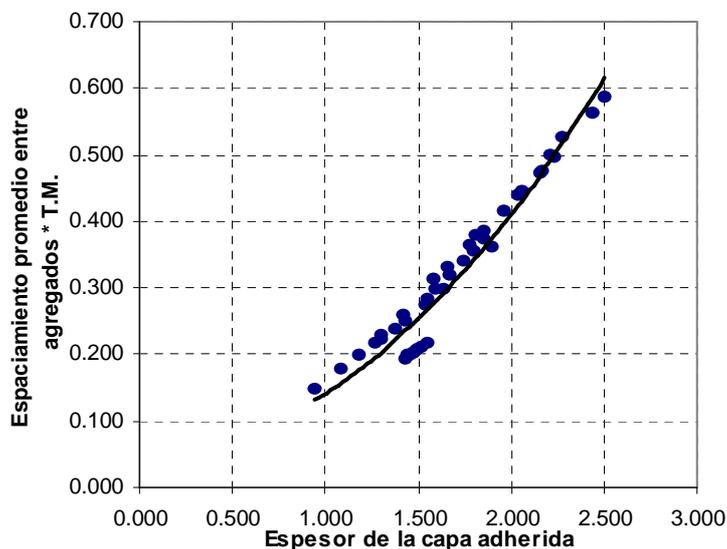


Fig. 3.28. Relación directa entre el espesor de capa adherida y el espesor promedio entre agregados multiplicada por el tamaño máximo de los agregados.

Como vemos la relación entre el espesor de capa adherida y el espaciamiento promedio muestra una relación parabólica, exceptuando por las mezclas con

microsílice, haciendo pensar que existiría una relación diferente según el porcentaje de microsíllice.

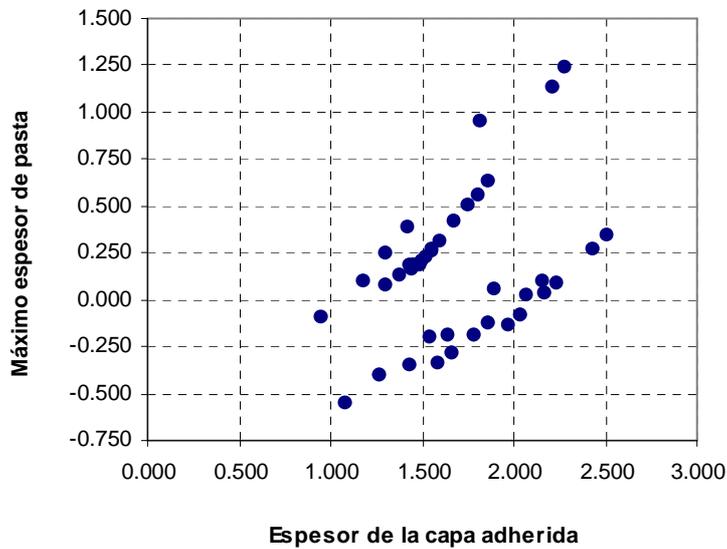


Fig. 3.29. Relación directa entre el espesor de capa adherida y el máximo espesor de pasta. Como se puede observar la relación espesor de capa adherida y el máximo espesor de pasta presenta el mismo comportamiento que la curva anterior por lo cual debe existir una relación con el tamaño máximo del agregado, como se muestra en la fig. siguiente:

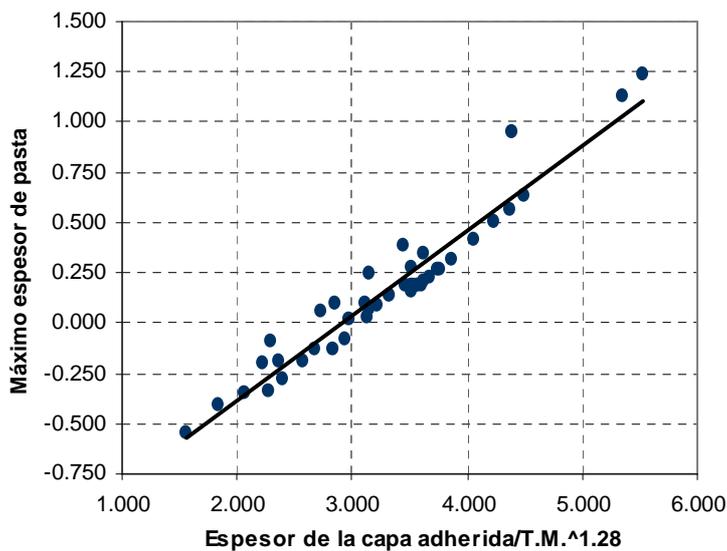


Fig. 3.30. Relación entre el espesor de capa adherida multiplicada por el tamaño máximo elevado a 1.28 y el máximo espesor de pasta.

Este ultimo grafico es importante por que nos permite ver que el valor calculado de capa adherida presenta una relación con el máximo espeso de pasta, se observará que esta relación tomara mayor importancia en el capitulo de resistencia a la compresión.

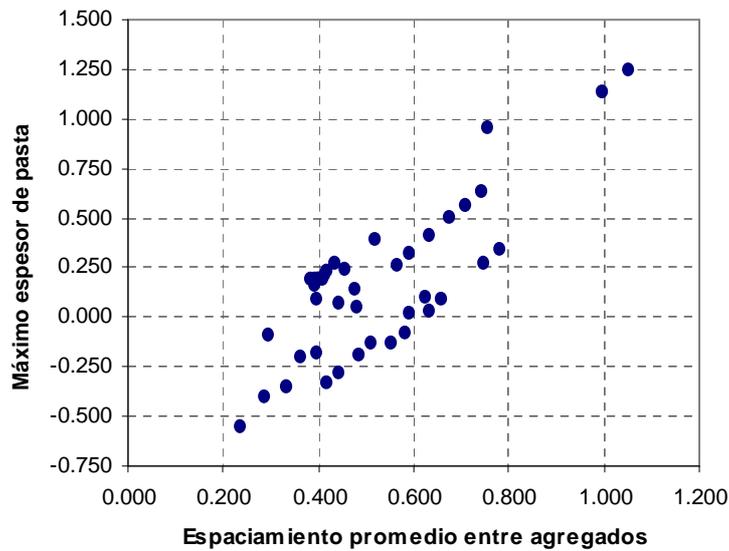


Fig. 3.31. Relación entre el espaciamiento promedio entre agregados y el máximo espesor de pasta.

Al igual que en los casos anteriores incluimos el tamaño máximo en la relación.

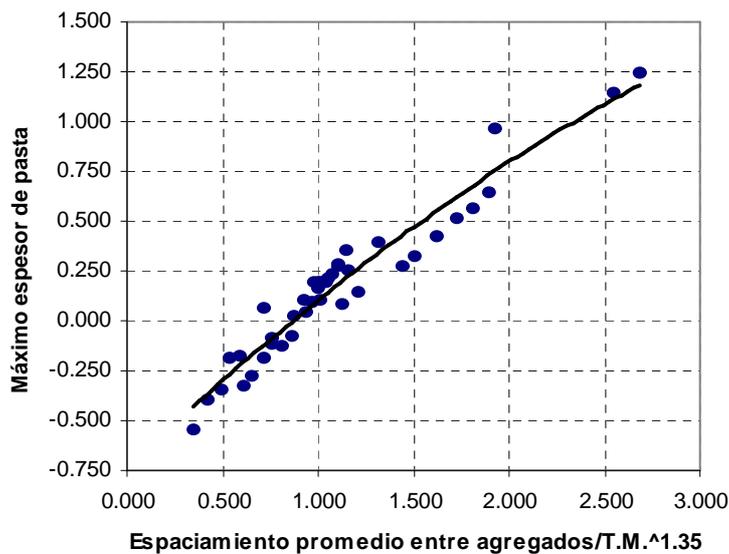


Fig. 3.32. Relación entre el espaciamiento promedio entre agregados dividido entre el tamaño máximo elevado a 1.35 y el máximo espesor de pasta.

Finalmente cabe resaltar que los valores calculados por los diferentes métodos de medir el espesor de pasta, se realizaron con datos no obtenidos de los ensayos es decir con datos previamente calculados, por lo cual las diferentes relaciones pueden servir para relacionar las diferentes investigaciones donde se ha aplicado cada uno de estos conceptos; podemos mencionar que estas teorías tienen gran potencial para predecir muchas de las propiedades del concreto, siendo su uso directamente relacionado con la trabajabilidad y la resistencia.

### 3.6. MEZCLAS DE CONCRETO.-

Finalmente en el presente capítulo presentamos la metodología aproximada para realizar el diseño de mezclas de concreto de alto desempeño, aun es necesario mayor estudio respecto a esta, sin embargo dada la naturaleza del método de diseño por presentar la secuencia puede ser aplicada a cualquier combinación de materiales convencionales (agregados, cemento, agua, aditivo y adiciones) del concreto, sin embargo el diseño de mezclas se completa en los siguientes capítulos, a continuación presentamos, la dos partes presentadas en el presente capítulo, el cálculo de la relación óptima entre agregados, y el cálculo de la cantidad aproximada de cemento que requerirá la mezcla, los puntos de predicción del slump y de la resistencia a la compresión se describen en los capítulos IV y V respectivamente.

#### **3.6.1. Cálculo de la relación óptima entre agregados:**

La relación óptima entre agregados puede ser hallada con el modelo de acomodación compresible, generando la curva de compactación con un índice de compactación de 8, es decir simulando vibrado, o también experimentalmente encontrando la curva de compactación por varillado, sin embargo si se usa este método se deberá corregir el punto de máxima compactación encontrado restando a la relación de finos desde 0.01 para concretos con 200 Kg/m<sup>3</sup> hasta 0.07 para concretos con 550 Kg/m<sup>3</sup>, esto como recomendación obtenida del Dr. T. Sedran especialista en el área de reología y diseño de mezclas.

Por lo tanto los datos de entrada que requerimos en este punto son los siguientes:

- Peso específico de los agregados.
- Peso unitario, ya sea obtenido por varillado o por vibrado.

Si se usa el MEC adicionalmente requerimos:

- Granulometría de los agregados.
- Índice de compactación
- Confinamiento de la mezcla.

Los datos de salida serán:

- Relación de finos optima.
- Compacidad y porosidad de los agregados.

### **3.6.2. Calculo del contenido optimo de cemento:**

Como se presento en las teorías anteriores es posible encontrar un espesor de pasta adecuado para la mezclas, el contenido de cemento puede ser determinando entonces un contenido de pasta adecuado; generalmente la experiencia en la elaboración de concretos con bajas relaciones agua cemento es poca o casi nula por lo tanto la cantidad de cemento de la primera mezcla deberá ser calculada asumiendo un contenido de materiales cementicios que generen un espesor de capa adherida entre 1.450 a 1.550, por supuesto se asume que si es un concreto con bajas relaciones agua/cemento este deberá tener una dosis adecuada de superplastificante, la dosis de superplastificante puede ser encontrada por el ensayo de demanda de agua descrito en el capitulo II.

Por lo tanto los datos de entrada en este punto serán:

- Peso especifico de los agregados.
- Volumen de pasta.
- Tamaño máximo del agregado.
- Porosidad o relación de vacíos de los agregados.

El dato de salida de este punto será:

- Espesor de la capa adherida

Es necesario aclarar que se uso el método de la capa adherida por haber sido el que mas relación mostró con la trabajabilidad de las mezclas, como se muestran en los capítulos siguientes, sin embargo se pueden usar los otros métodos para medir espesor de pasta, a continuación establecemos los valores medios que se deberían encontrar con cada uno de estos:

- Espesor del exceso de pasta : 0.060 – 0.070

- Espaciamiento promedio entre agregados : 0.400 – 0.450
- Máximo espesor de pasta : 0.160 – 0.200

Una vez obtenida la primera mezcla, se deberá corregir el diseño según los resultados, sin embargo la corrección de la trabajabilidad y la predicción de la resistencia a la compresión se presenta en los próximos capítulos.

### **3.6.3. Mezclas elaboradas para la investigación:**

Para realizar los diferentes diseños de mezcla se tomo en cuenta, las diferentes variables propuestas como: tipo de cemento, porcentaje de adición mineral, relación agua/cemento, tipo de granulometría, tamaño máximo.

Las mezclas fueron separadas en series de 5 a 6 mezclas, y se comparan en grupos de 2 grupos de 3 series y 1 grupo de 2 series las que describimos a continuación:

Las series A, B y C fueron elaboradas con cemento IP, las relaciones agua cemento variaron entre 0.40 a 0.15, el contenido de material cementicio para cada relación agua / cemento se mantuvo constante, a la serie C se le adiciono 15% de microsílíce por peso de cemento; la diferencia entre las series radica en el uso de una diferentes tipos de granulometría como son la granulometría de Fuller y una granulometría discontinua, las cuales se describieron en el Capitulo II. De la misma forma que las tres primeras series se realizo las series D, E y F, a diferencia que se utilizo cemento tipo I.

Las mezclas G y H, estuvieron orientas a encontrar la influencia de la cantidad de microsílíce adicionada al concreto, así mismo a demostrar que el concepto de espesor de pasta rige la trabajabilidad y resistencia a la compresión de las mezclas de concreto.

Los diseños de mezcla para cada uno de los concretos se muestran en las siguientes paginas, así como los resultados obtenidos, estos a su vez se discuten en los capítulos de propiedades del concreto en estado fresco y endurecido respectivamente.

Es necesario mencionar que para el caso de las mezclas con granulometría discontinua se encontró el valor de la compacidad de la mezcla de agregados primero con el modelo de acomodo compresible, buscando la mayor compacidad y luego con el método de compactación por vibrado, para las mezclas con granulometría de Fuller se encontró la compacidad por el método de compactación por vibrado, corroborando este valor luego con el modelo de empaquetamiento compresible.

En el siguiente cuadro resumimos las diferentes series de diseño utilizadas:

TABLA 3.25. Serie principal de mezclas realizadas.

Serie	Relaciones agua / materiales cementicios	Tipo de cemento	Adición mineral	Otras características
Primera serie "A"	0.40 0.35 0.30 0.25 0.20 0.15	IP	0%	Granulometría Discontinua
Segunda serie "B"	0.40 0.35 0.30 0.25 0.20 0.15	IP	0%	Granulometría de Fuller
Tercera serie "C"	0.40 0.35 0.30 0.25 0.20 0.15	IP	15%	Granulometría Discontinua
Cuarta serie "D"	0.40 0.35 0.30 0.25 0.20	I	0%	Granulometría Discontinua
Quinta serie "E"	0.40 0.35 0.30 0.25 0.20	I	0%	Granulometría de Fuller
Sexta serie "F"	0.40 0.35 0.30 0.25 0.20	I	15%	Granulometría Discontinua
Séptima serie "G"	0.25	I	0% 5% 10% 15%	Peso de materiales cementicios constante

			25%	
Octava serie "H"	0.25	I	0% 5% 10% 15% 25%	Espesor de pasta constante.

TABLA 3.26. Composición y propiedades de las mezclas elaboradas con cemento tipo IP

Código	a/c	a/mc	Cemento Kg	Agua Kg	Arena Kg	Piedra Kg	Superpl astifica nte Kg	Microsilíce Kg	rf (vol)	T.M. pulg	Slump pulg.	P.U. kg/m <sup>3</sup>	% Aire	R7 Kg/cm <sup>2</sup>	R28 Kg/cm <sup>2</sup>	R7/R28
Serie A	0.40	0.40	390.0	156.0	853.0	918.9	3.90	0.00	0.5	3/4	8.0	2352.0	2.7	325.4	458.3	0.7
	0.35	0.35	440.0	154.0	830.9	895.1	4.40	0.00	0.5	3/4	9.0	2361.0	2.4	394.4	567.2	0.7
	0.30	0.30	510.0	153.0	800.5	862.3	5.10	0.00	0.5	3/4	9.0	2383.0	2.7	402.5	629.4	0.6
	0.25	0.25	580.0	145.0	778.9	839.0	5.80	0.00	0.5	1/2	6.0	2346.0	3.5	448.4	626.6	0.7
	0.20	0.20	700.0	140.0	730.8	787.3	7.00	0.00	0.5	1/2	6.0	2387.0	2.5	425.1	606.8	0.7
	0.15	0.15	900.0	135.0	646.6	696.5	9.00	0.00	0.5	1/2	10.0	2375.0	2.4	554.1	752.0	0.7
Serie B	0.40	0.40	390.00	156.00	854.80	920.80	3.90	0.00	0.50	3/4	4.00	2324.00	3.00	280.40	395.30	0.71
	0.35	0.35	440.00	154.00	830.90	895.10	4.40	0.00	0.50	3/4	4.00	2351.00	2.20	361.40	517.90	0.70
	0.30	0.30	510.00	153.00	800.50	862.30	5.10	0.00	0.50	3/4	4.00	2365.00	3.00	459.60	640.30	0.72
	0.25	0.25	580.00	145.00	778.90	839.00	5.80	0.00	0.50	1/2	3.00	2361.00	3.60	512.40	698.50	0.73
	0.20	0.20	700.00	140.00	730.80	787.30	7.00	0.00	0.50	1/2	4.00	2391.00	2.00	524.40	736.30	0.71
	0.15	0.15	900.00	135.00	646.60	696.50	9.00	0.00	0.50	1/2	7.00	2391.50	2.10	524.50	737.60	0.71
Serie C	0.46	0.40	339.10	156.00	844.90	910.20	3.39	50.87	0.50	3/4	6.50	2326.00	3.90	372.70	534.80	0.70
	0.40	0.35	382.60	154.00	824.00	887.60	3.83	57.39	0.50	3/4	9.50	2340.00	3.10	425.50	611.60	0.70
	0.34	0.30	443.50	153.00	792.40	853.60	4.44	66.53	0.50	3/4	10.00	2360.00	2.90	545.60	770.00	0.71
	0.29	0.25	504.30	145.00	769.80	829.20	5.04	75.65	0.50	1/2	7.00	2352.00	3.00	501.20	735.90	0.68
	0.23	0.20	608.60	140.00	719.90	775.50	6.09	91.29	0.50	1/2	11.00	2366.00	2.80	659.06	861.60	0.76
	0.17	0.15	782.60	135.00	632.40	681.20	7.83	117.39	0.50	1/2	5.00	2345.00	3.00	702.50	933.40	0.75

TABLA 3.27. Composición y propiedades de las mezclas elaboradas con cemento tipo I

Código	a/c	a/mc	Cemento Kg	Agua Kg	Arena Kg	Piedra Kg	Superplast icer Kg	Microsilíce Kg	rf (vol)	T.M. pulg	Slump pulg.	P.U. Kg/m3	% Aire	R7 Kg/cm2	R28 Kg/cm2	R7/R28
Serie D	0.40	0.40	360.00	144.00	892.60	961.50	3.60	0.00	0.50	3/4	3.00	2384.70	2.00	439.10	585.00	0.75
	0.35	0.35	410.00	143.50	872.30	939.70	4.10	0.00	0.50	3/4	5.00	2382.00	4.00	511.83	680.00	0.75
	0.30	0.30	480.00	144.00	842.50	907.50	4.80	0.00	0.50	3/4	8.00	2343.00	3.40	571.60	780.00	0.73
	0.25	0.25	550.00	137.50	822.70	886.20	5.50	0.00	0.50	1/2	4.00	2435.00	2.90	675.50	900.00	0.75
	0.20	0.20	700.00	140.00	755.70	814.00	7.00	0.00	0.50	1/2	6.00	2444.00	2.80	610.20	790.00	0.77
Serie E	0.40	0.40	360.00	144.00	892.60	961.50	3.60	0.00	0.50	3/4	1.00	2395.10	2.70	459.10	600.80	0.76
	0.35	0.35	410.00	143.50	872.30	939.70	4.10	0.00	0.50	3/4	2.00	2495.10	2.10	525.61	703.40	0.75
	0.30	0.30	480.00	144.00	842.50	907.50	4.80	0.00	0.50	3/4	5.00	2385.00	3.00	585.20	772.60	0.76
	0.25	0.25	550.00	137.50	822.70	886.20	5.50	0.00	0.50	1/2	1.00	2421.00	3.10	715.10	911.50	0.78
	0.20	0.20	700.00	140.00	755.70	814.00	7.00	0.00	0.50	1/2	3.00	2431.50	2.90	625.40	820.30	0.76
Serie F	0.46	0.40	313.00	144.00	885.20	953.60	3.13	46.96	0.50	3/4	3.50	2365.00	4.80	498.40	669.50	0.74
	0.40	0.35	356.00	143.00	864.40	931.20	3.56	53.41	0.50	3/4	8.50	2377.00	3.80	519.60	706.70	0.74
	0.34	0.30	417.40	144.00	832.70	897.00	4.17	62.61	0.50	3/4	8.00	2375.00	4.90	601.40	801.50	0.75
	0.29	0.25	478.30	137.50	810.20	872.80	4.78	71.74	0.50	1/2	5.00	2364.00	5.10	694.50	905.40	0.77
	0.23	0.20	608.70	140.00	741.40	798.70	6.09	91.29	0.50	1/2	9.00	2387.00	4.40	724.50	905.00	0.80

TABLA 3.28. Composición y propiedades de las mezclas elaboradas con diferentes contenidos de microsílíce.

Código	a/c	a/mc	Cemento Kg	Agua Kg	Arena Kg	Piedra Kg	Superplasticer Kg	Microsilíce Kg	rf (vol)	T.M. pulg	Slump pulg.	P.U. kg/m3	% Aire	R7 Kg/cm2	R28 Kg/cm2	R7/R28
Serie G	0.25	0.25	585.00	146.30	828.90	824.30	5.85	0.00	0.52	0.50	4.00	2407.00	3.40	570.40	739.50	0.77
	0.26	0.25	557.10	146.20	824.40	819.80	5.57	27.60	0.52	0.50	6.00	2394.80	3.50	615.41	780.20	0.79
	0.28	0.25	531.80	146.30	820.30	815.70	5.32	53.18	0.52	0.50	10.00	2291.40	7.00	641.50	827.40	0.78
	0.29	0.25	508.70	146.30	785.10	845.70	5.09	76.31	0.52	0.50	52.00	2307.40	6.60	620.60	801.50	0.77
	0.31	0.25	468.00	146.30	809.90	805.30	4.68	117.00	0.52	0.50	9.00	2328.20	5.60	713.31	905.50	0.79
Serie H	0.25	0.25	594.50	148.60	821.70	817.10	5.95	0.00	0.52	0.50	6.00	2412.50	3.10	567.20	725.10	0.78
	0.26	0.25	557.00	146.20	824.40	819.80	5.57	27.60	0.52	0.50	7.00	2182.20	7.50	612.20	777.45	0.79
	0.28	0.25	524.00	144.10	827.00	822.30	5.24	52.40	0.52	0.50	10.00	2259.80	6.00	671.24	865.40	0.78
	0.29	0.25	495.00	142.30	828.90	824.20	4.95	74.25	0.52	0.50	5.00	2330.70	5.10	685.23	881.45	0.78
	0.31	0.25	445.00	139.10	832.80	828.10	4.45	111.25	0.52	0.50	3.75	2339.00	4.20	733.00	945.40	0.78

### **3.6.4. Ejemplos de diseños de mezcla:-**

El uso de los concretos de alto desempeño ha obtenido recientemente una aceptación mundial, actualmente muchos de los tipos de concreto de alto desempeño se han desarrollado ampliamente, en la presente sección aplicamos las teorías presentadas anteriormente a tres tipos de concretos de alto desempeño, estos son:

- Un concreto de muy alta resistencia
- Un concreto autocompactado
- Un concreto bombeable

#### **3.6.4.1. Concreto de muy alta resistencia:**

Los requerimientos de este concreto fueron los siguientes:

- Resistencia superior a 1000 Kg/cm<sup>2</sup>.
- Slump entre 4 a 6".

Empleamos entonces los siguientes materiales:

- Cemento Yura tipo I
- Microsílice (al 20% del peso del cemento).
- Agregados de la cantera de La Poderosa, T.M. ½", con granulometría discontinua.

Empleando el modelo de empaquetamiento compresible encontramos la mezcla con mayor compacidad entre el agregado grueso y el agregado fino, la cual resulta en una relación de finos igual a 0.26.

Se empleo aditivo superplastificante en una dosis de 3% del peso del cemento por lo tanto fue posible reducir el espesor de pasta de la mezcla de 1.600 a 1.114.

En la siguiente pagina se muestra la dosificación completa de la mezcla elaborada, la resistencia que se alcanzo a los 28 días fue de 1051 Kg/cm<sup>2</sup>, con un slump de 6".

#### **3.6.4.2. Concreto de autocompactado.-**

El objetivo de esta mezcla era encontrar un concreto autocompactado, que tenga una resistencia cercana a los 400 Kg/cm<sup>2</sup>, usando la menor cantidad de cemento posible, así mismo se permitía el uso de hasta 5% de microsílíce, además del uso de los agregados con su granulometría natural sin modificarla, por tal sentido el tamaño máximo del agregado usado fue de ¾".

Para esta mezcla se calculo la compacidad de los agregados por el método de peso unitario por varillado, para luego modelar la curva de compacidad por vibrado con ayuda del modelo de acomodado compresible, los resultados de la aplicación del modelo establecieron que la mezcla optima de agregados se encontraba en una relación de finos de 0.52, con una compacidad de 0.8141.

El calculo de la cantidad de cemento se realizo, estableciendo que un espesor de capa adherida de 0.170 podría producir con un concreto fluido, así se calculo la cantidad de cemento en 333.6 Kg/m<sup>3</sup> y 16.68 Kg/m<sup>3</sup> de microsílíce, se estableció con la ayuda de la ecuación de Feret generalizada la cual se detalla en el capítulo V que la relación agua/materiales cementantes debía ser de 0.45.

Con estos datos se procedió a elaborar la mezcla, se obtuvo un concreto con un valor de slump-Flow de 71 cm, dada la tanda que se realizo no se pudieron realizar la prueba de la caja L. Sin embargo se observo que el concreto presentaba una consistencia adecuada, es decir su esfuerzo de fluencia era bajo, con una viscosidad adecuada, también se observo algo de segregación en la mezcla tal vez producida por el tamaño máximo utilizado.

Los resultados así como el detalle del diseño de mezclas se muestran las paginas siguientes.

#### **3.6.4.3. Concreto bombeable.-**

Dado que por las bajas relaciones agua/cemento los concretos de alto desempeño generalmente producen concretos viscosos pueden ser difíciles de bombear. El primer paso en el proporcionamiento de un concreto bombeable

es adecuar el esqueleto granular, de acuerdo con el diámetro de las mangas de bombeo. Para tal motivo podemos utilizar las formulas presentadas en el capitulo II, donde se toma en cuenta el efecto pared, este modelo propuesto por Ben-Aim, nos corrige el valor de la compacidad de los agregados de la siguiente manera:

$$\beta_i^* = \left(1 - \frac{v}{V}\right)\beta_i + \frac{v}{V} k\beta_i \quad (3.74)$$

Donde V es el volumen del contenedor, v el volumen de la zona a la cual la distancia de la pared es menor de T.M./2 y k es un coeficiente que varia de 0.87 para agregados redondeados a 0.71 para agregados chancados.

El concreto se elaboro con agregados de la cantera de La Poderosa, con una relación agua/cemento de 0.55, para la corrección de la compacidad de los agregados se supuso que el concreto será bombeado por una manga con diámetro de 120 mm, lo que genero que la relación de finos varié de 0.52 a 0.55, por lo cual se confirma la regla empírica que dice que un concreto ordinario se convierte en bombeable adicionando 50 Kg/m<sup>3</sup> de arena.

Los resultados y diseño de esta mezcla se muestran en la siguientes paginas.

### 3.6.5. Secuencia de mezclado:

La secuencia de mezclado se mantuvo constante por toda la investigación y se realizó de la siguiente manera:

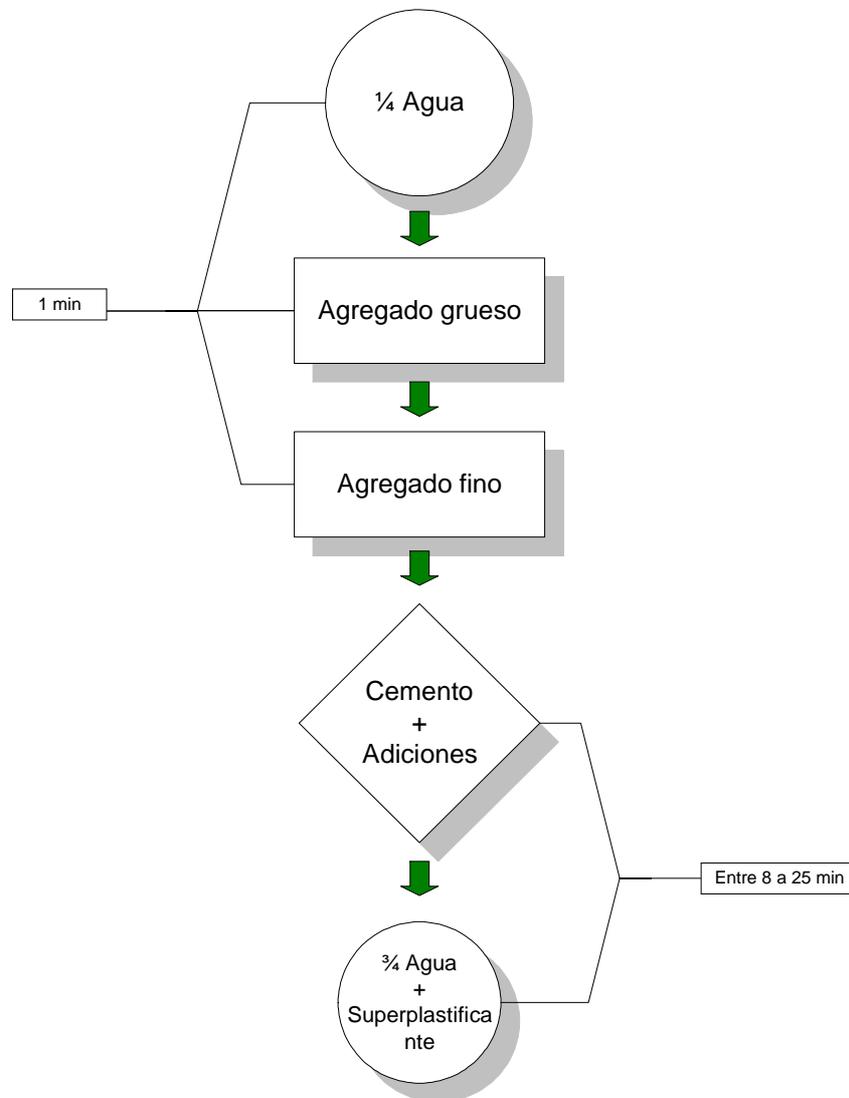


Fig. 3.33. Secuencia y periodo de mezclado empleados.

Debemos destacar que con respecto al tiempo de mezclado este varió de acuerdo a las mezclas, las mezclas con menor relación agua/cemento requirieron mayor tiempo de mezclado, esto respecto a la acción del superplastificante utilizado que mostraba sus efectos aproximadamente al minuto 6 de mezclado.

Si la trabajabilidad encontrada es la requerida, se podrá reducir la cantidad de cemento incrementando la dosis de aditivo.

Si la trabajabilidad no es la requerida, y se encuentra a la mezcla muy poco trabajable, es recomendable incrementar la cantidad de cemento o realizando los ensayos de curva de compacidad varillada.

En el punto 3.3. y 3.4. se presento las diversas metodologías que se pueden aplicar para encontrar las proporciones ideales entre agregado grueso y agregado fino, en el presente recomendamos el uso de la curva de compacidad o de relación de vacíos, debemos mencionar que este método es en parte descrito por O'relly en su método de diseño de mezclas, sin embargo es necesario aclarar que la máxima compacidad encontrada con el método de peso unitario compactado por varillado no es la máxima compacidad de los agregados en el concreto, el efecto ejercido por los gránulos de cemento de la pasta sobre los agregados el cual es un efecto lubricante por lo cual la compacidad de los agregados en el concreto es mayor, sin embargo esto no se ha probado aun teóricamente pero si experimentalmente, en el presente trabajo presentamos a continuación los resultados del modelamiento de una mezcla de agregados y cemento, primero se muestra la curva de compacidad obtenida para la combinación de agregados:

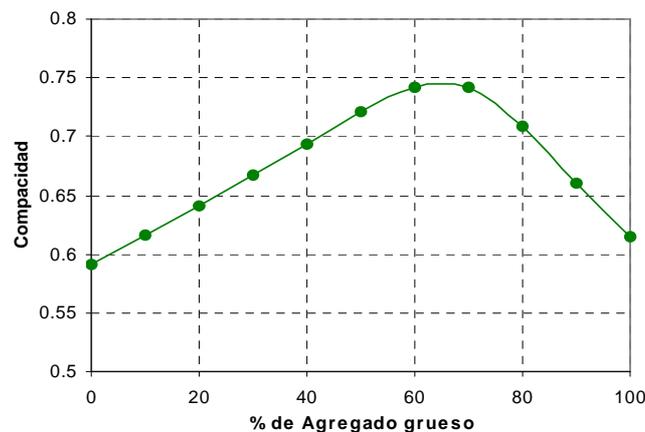


Fig. 3.33. Curva de compacidad obtenida por varillado para la mezcla de un agregado fino y un agregado grueso.

En la curva podemos encontrar que el punto de máxima compactación se encuentra en la combinación 65% de agregado grueso y 35% de agregado fino, en la siguiente grafica simulamos mezclas de concreto con una relación agua/cemento de 0.35 y con una cantidad de cemento de 410 Kg/m<sup>3</sup>, buscamos la mezcla que tendrá mayor slump el cual esta relacionado directamente con el menor índice de compactación.

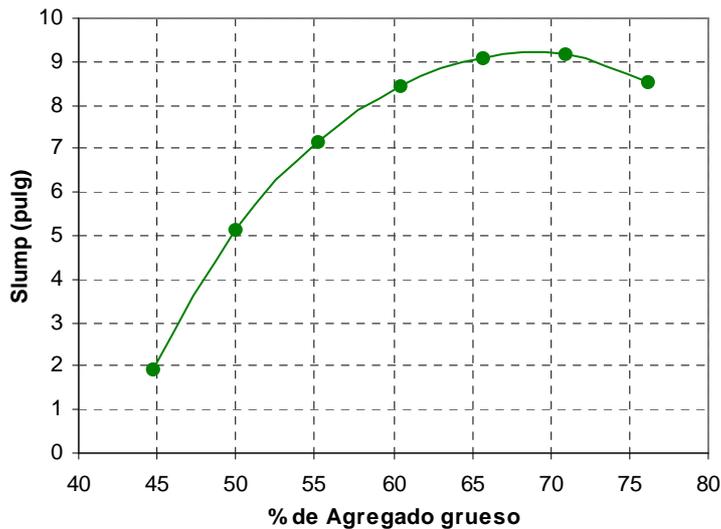


Fig. 3.33. Curva de variación de slump para una mezcla de concreto con relación a/c =0.35 y 410 Kg/m<sup>3</sup>.

Con las dos curvas anteriores solo queremos demostrar que el punto óptimo de uso de la combinación de agregados no es el mismo cuando interviene la pasta de cemento, generalmente la cantidad de material grueso debe aumentar conforme se incrementa la cantidad de cemento, en el ejemplo anterior la mezcla óptima para agregados paso de ser de una relación gruesos/finos de 65/35 a un relación 68/32. Una recomendación del autor del modelo de empaquetamiento compresible fue la de medir la compactación por varillado, introducir estos datos en el modelo y generar la curva para un índice de compactación de 8, en dicha curva la relación entre agregados será mas próxima a la que se logra en el concreto, por lo tanto una solución practica seria encontrar la curva de compactación por el método de vibrado.

Empíricamente recomiendan reducir la relación de finos restando a la relación óptima de finos obtenida por varillado desde 0.01 para mezclas con contenidos de cementos muy bajos como  $200 \text{ Kg/m}^3$ , hasta 0.07 para concretos con contenidos de cemento de  $500 \text{ Kg/m}^3$ .

Sin embargo la manera mas sencilla de obtener la relación de finos óptima es realizar mezclas de concreto con diferentes combinaciones de agregados y manteniendo la cantidad de cemento constante, la combinación que genere el mayor slump será la que alcance el mejor acomodo entre los agregados y la pasta de cemento.

Relación entre el espaciamiento promedio entre agregados dividido entre el tamaño

Para realizar los diferentes diseños de mezcla se tomo en cuenta, las diferentes variables propuestas como: tipo de cemento, porcentaje de adición mineral, relación agua/cemento, tipo de granulometría, tamaño máximo.

# **CAPITULO IV**

## **PROPIEDADES DEL CONCRETO EN ESTADO FRESCO**

---

### **4.1. ASPECTOS TEORICOS DE LA REOLOGIA DEL CONCRETO DE ALTO DESEMPEÑO:**

En la presente sección se expone la ciencia de la reología del concreto, se presentan los conceptos básicos y se realiza una introducción a los modelos utilizados para la predicción del comportamiento del concreto en estado fresco, así como se aplica los conceptos descritos en el capítulo anterior, para encontrar los parámetros reológicos de los concretos de alto desempeño, aclaramos que no se hace diferencia entre un concreto convencional y uno de alto desempeño, pues las características reológicas son inherentes a cualquier tipo de concreto, siendo posible que estas sean iguales para ambos tipos de concreto. Estando en boga en países extranjeros el estudio del diseño de concretos con determinadas propiedades reológicas es que se pretende dar una introducción para estudios mas profundos en el tema.

#### 4.1.1. Introducción:

La reología (ciencia del flujo y deformación de la materia) del concreto es una ciencia relativamente nueva; aunque ya su estudio ha sido presentado innumerables veces por distintos investigadores, se reconoce a Tattersall como el precursor en el estudio de la reología del concreto a nivel científico; la medición de las propiedades reológicas del concreto es importante para la industria de la construcción dado que el concreto es emplazado en su estado fluido, por lo cual es necesario caracterizar correctamente a un concreto. Desafortunadamente dado la compleja composición de materiales del concreto, este no permite aun establecer un método exacto para predecir su flujo.

Recientemente el uso mas difundido de concretos de alto desempeño a dado lugar al estudio de concreto con propiedades específicas para una aplicación. El ACI menciona algunas propiedades que son "criticas para una aplicación": trabajabilidad, compactación, estabilidad, consistencia, etc. Los conceptos comunes abarcan todas estas propiedades en definiciones como "la facilidad con que el concreto puede ser mezclado, colocado, compactado y terminado" o "la habilidad del concreto para fluir", etc. Pero ninguna alcanza a definir objetivamente las propiedades del concreto en estado fresco, varios intentos por definir de la mejor forma las propiedades del concreto fresco se han dado, una de las mas correctas es la presentada por Richtie, el que ha dividido estas en tres principales:

- Estabilidad: Exudación y segregación
- Compactación: Densidad
- Movilidad: Angulo de fricción interna, adherencia y viscosidad.

Estas definiciones son subjetivas pero enlazan las palabras comúnmente usadas con factores físicos que pueden ser medidos. Las pruebas usualmente realizadas al concreto en estado fresco miden intrínsecamente sus propiedades reológicas, sin embargo un mejor entendimiento de las propiedades del concreto en estado fresco es necesario para poder predecir su flujo.

#### 4.1.2. Definición reológica del concreto en estado fresco:

El concreto en estado fresco es realmente una suspensión concentrada de partículas sólidas (agregados) en un líquido viscoso (pasta de cemento), la pasta de cemento a su vez no es un fluido homogéneo y esta compuesta de partículas (granos de cemento) en un líquido (agua). Por lo tanto el concreto en estado fresco en una escala macroscópica fluye como un líquido.

#### 4.1.3. Fluido y suspensión reológica:

La reología es la ciencia que estudia el flujo y la deformación de la materia; podemos dar una explicación de este flujo con la ayuda de la mecánica de fluidos, si aplicamos una fuerza cortante a un líquido como se muestra en la Fig. 4.1., un gradiente de velocidad es inducido en el líquido. El factor proporcional entre la fuerza y el gradiente de velocidad es llamado viscosidad. El gradiente de velocidad también puede ser llamado tasa de corte ( $\dot{\gamma}$ ). Un líquido que cumple esta condición de proporcionalidad es llamado Newtoniano, la ecuación que representa esta relación es la siguiente:

$$\frac{F}{A} = \tau = \mu \dot{\gamma} \quad (1)$$

donde:  $\mu$  = viscosidad plástica o dinámica

$\dot{\gamma}$  = tasa de corte =  $dV/dy$

$\tau$  = esfuerzo cortante

F = fuerza de corte

A = Área plana paralela a la fuerza

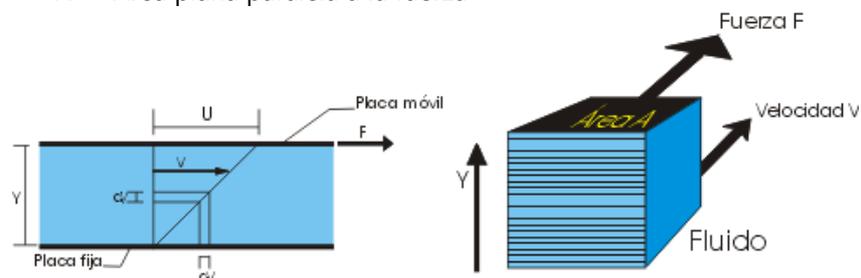


Fig 4.1. Fluido Newtoniano

Muchas de las ecuaciones usadas para suspensiones concentradas como el concreto, tratan de relacionar la concentración con la viscosidad, el esfuerzo cortante o la tasa de corte, esto asumiendo un solo valor de viscosidad para todo el conjunto.

#### 4.1.4. Modelos Reológicos:

El concreto en estado fresco puede ser considerado como un fluido, con tal que un cierto grado de flujo pueda ser obtenido. Esta condición puede ser definida en concretos con slump mayor a 100 mm (4") y libres de segregación. Es por esto que el concreto rolado compactado es excluido por esta condición, no siendo posible caracterizarlo por los modelos presentados, sin embargo es necesario aclarar que también posee características reológicas y modelos que se ajustan a ellas.

El concreto en estado fresco es considerado un fluido de Bingham; algunas clases de concreto exhiben el comportamiento de un fluido de Herschel – Bulkey como es el caso del concreto autocompactado.

##### 4.1.4.1 Modelo de Bingham:

Durante los primeros estudios de reología del concreto se propuso a la ecuación de Bingham como la mas apropiada para describir el comportamiento del concreto fresco, la ec. es la siguiente:

$$\tau = \tau_0 + \mu \dot{\gamma} \quad (2)$$

donde:  $\tau$  = esfuerzo cortante aplicado  
 $\tau_0$  = esfuerzo de fluencia o de deformación inicial  
 $\dot{\gamma}$  = tasa de corte,  $dv/dy$  (gradiente de velocidad)  
 $\mu$  = viscosidad plástica

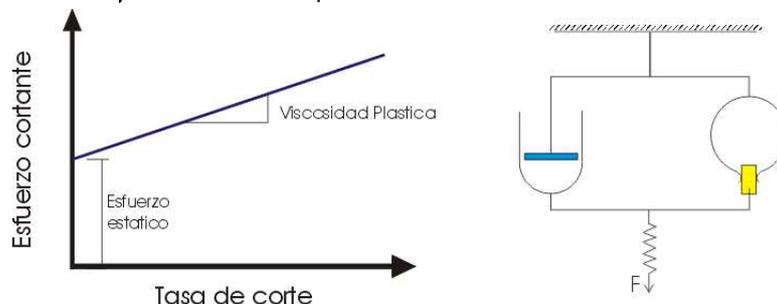


Fig. 4.2. Modelo de Bingham, grafica de la ecuación y modelo reológico

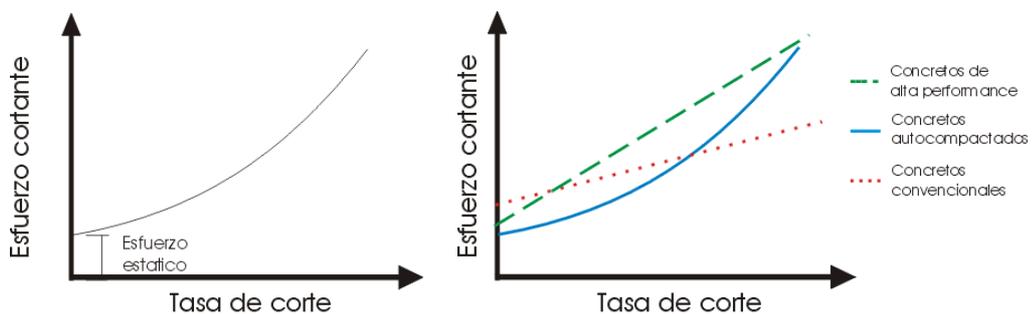
El modelo de Bingham es un modelo complejo y se logra combinando un elemento de Newton y otro de Hooke acoplado a una corredera de rozamiento, a la que se denomina elemento de Saint Venant como se muestra en la Fig.4.2.

#### 4.1.4.2. Modelo de Herschel-Bulkey:

Algunos concretos no cumplen la función lineal de la ecuación de Bingham como es el caso de los concretos autocompactados y autonivelantes, el cual usando la ecuación de Bingham nos daría resultados de esfuerzo de fluencia negativos, en este caso particular se usa la ecuación de Herschel – Bulkey (HB).

$$\tau = \tau_0' + a \dot{\gamma}^b \quad (3)$$

donde:  $\tau$  = esfuerzo cortante  
 $\tau_0'$  = esfuerzo de deformación inicial o estático  
 $\dot{\gamma}$  = tasa de corte  
a y b = parámetros de comportamiento



**Fig 4.3.** Grafica de la ecuación de Herschel Bulkey, y graficas características para diferentes tipos de concretos.

En el caso de la ecuación de HB, la viscosidad plástica no puede ser calculada directamente. Para esto se planteo reducir el número de parámetros de la ecuación de HB, la cual puede ser considerada como una relación lineal para un corto rango de la tasa de corte, por lo cual se recomienda la siguiente ecuación para el calculo de la viscosidad:

$$\mu' = \frac{3a}{b+2} \dot{\gamma}_{\max}^{b-1} \quad (4)$$

Donde:  $\mu$  = viscosidad plástica corregida

$\dot{\gamma}_{\max}$  = máxima tasa de corte ejecutada.

De aquí se deduce una ecuación de Bingham modificada determinada por aproximación de la ecuación de Herschel-Bulkey con una línea recta. En resumen, es necesario destacar que el concreto es necesariamente caracterizado por al menos dos parámetros, sin embargo las pruebas usadas comúnmente para describir el flujo están limitadas a un solo parámetro que no esta relacionado con la ecuación de Bingham o la de HB.

#### **4.1.5. Técnicas de evaluación del concreto en estado fresco:**

Los parámetros que pueden ser usados para describir el flujo del concreto en estado fresco son el esfuerzo de fluencia y la viscosidad. Algunas pruebas que evalúan el comportamiento del concreto en su estado fresco se relacionan con uno de estos dos parámetros, cuando una característica de estas pruebas debería ser poder determinar los 2 parámetros.

Actualmente existen muchas pruebas empíricas y no empíricas para evaluar al concreto en su estado fresco, pero es muy difícil relacionar sus resultados. Solo se puede hacer una comparación adecuada entre concretos usando la misma prueba..

Hay 2 categorías amplias, las pruebas que miden un solo parámetro y las que miden dos.

Las pruebas usualmente aplican 2 métodos:

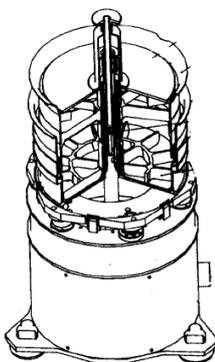
- Por gravedad : El esfuerzo aplicado es por el peso propio del material.
- Por Vibración: El esfuerzo es inducido por la dinámica de la prueba, en estos métodos, el esfuerzo de fluencia y el flujo del concreto es muy diferente al observado cuando no se aplica vibración.

En la tabla 4.1, se observa una lista de las pruebas mas conocidas para evaluar al concreto, estas pruebas intentan simular el comportamiento del concreto de obra en laboratorio.

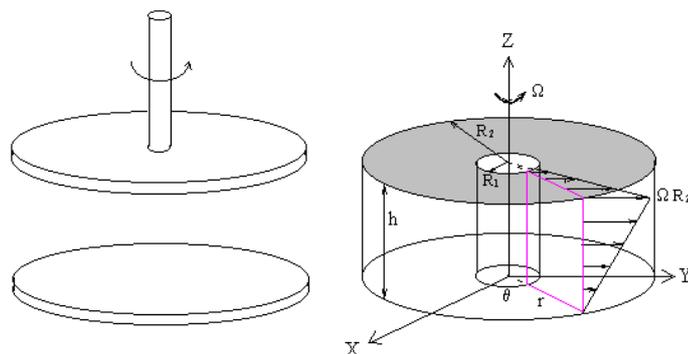
**Tabla 4.1: Pruebas usadas para evaluar al concreto en estado fresco**

Prueba	Tipo de esfuerzo	Relación
Slump	Gravedad	Relacionada al esfuerzo de fluencia
Esfera de Kelly	Presión por penetración	Relacionada al esfuerzo de fluencia
Prueba de Vicat	Presión por penetración	Relacionada al esfuerzo de fluencia
K-slump	Gravedad	Relacionada a la segregación
Viscometro	Gravedad	Relacionada a la viscosidad
Prueba de Ve-Be	Por vibración	Para concretos con alto esfuerzo de fluencia

A finales del siglo pasado se desarrollaron varios reómetros especialmente diseñados para concreto, uno de ellos desarrollado en el Laboratorio Central de Puentes y Caminos (LCPC, Francia), llamado BTRHEOM (Fig. 4.4). La característica principal de este reómetro es que sigue una determinación cuantitativa del esfuerzo de fluencia y la viscosidad de las mezclas de concreto. A diferencia de otros reómetros con cilindros concéntricos este instrumento es un reómetro de platos paralelos. El esfuerzo cortante en este reómetro es impuesto por la geometría mediante la velocidad angular (Fig 4.5.), mediante la relación entre el momento y la velocidad angular se puede calcular analógicamente el esfuerzo cortante y la tasa de corte de la mezcla de concreto ensayada.



**Fig 4.4.** Reómetro BTHREOM

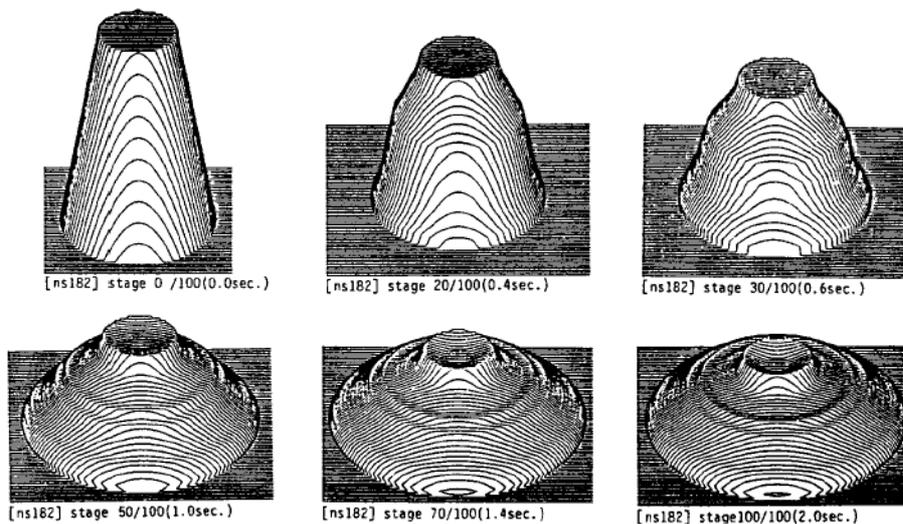


**Fig 4.5.** Distribución de esfuerzos cortantes en el BTRHEOM.

La necesidad de encontrar una prueba no tan costosa como lo son los reómetros y considerando que la prueba de slump es la mas utilizada alrededor del mundo, investigadores del NIST realizaron modificaciones al procedimiento de esta prueba para hacer posible la medición del esfuerzo estático y la viscosidad plástica, en el siguiente punto se describe la prueba modificada de slump.

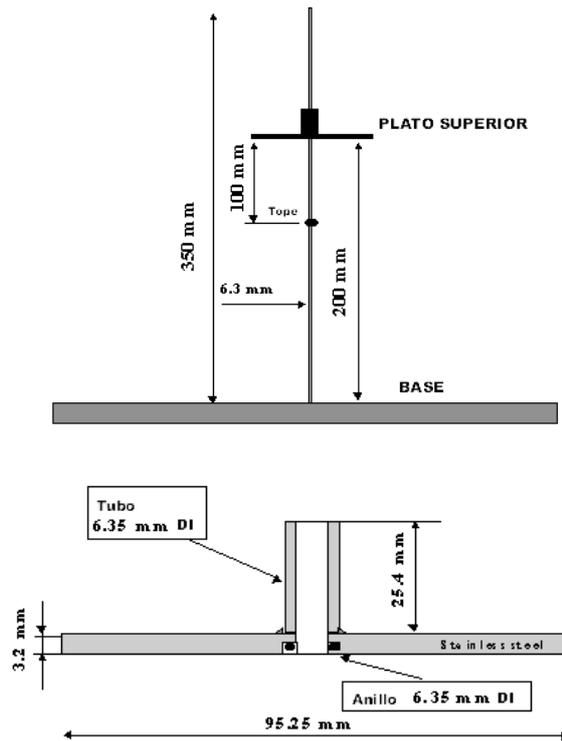
#### 4.1.6. Prueba Modificada de Slump:

La prueba modificada de slump fue desarrollada en el Instituto Nacional de Estándares y Tecnologías (NIST) de Estados Unidos; mediciones realizadas del slump en función del tiempo mostraron curvas que podían ser simuladas computarizadamente asumiendo al concreto en estado fresco como un material de Bingham (Fig.4.6.). La curva slump-tiempo depende tanto del esfuerzo estático como de la viscosidad plástica, esta relación slump - tiempo llevo a la conclusión de que el tiempo es el parámetro adecuado para completar la prueba de slump.



**Fig 4.6.** Simulación de la prueba de slump.

En la Fig. 4.7. y 4.8. se muestra el detalle de la modificación de los aparatos de la prueba de slump.



**Fig 4.7.** Vara y plato, elementos adicionales a la prueba de slump.



**Fig 4.8.** Vista de el cono de slump, la base y los elementos adicionales.

El procedimiento original para realizar la prueba de slump modificado es el siguiente:

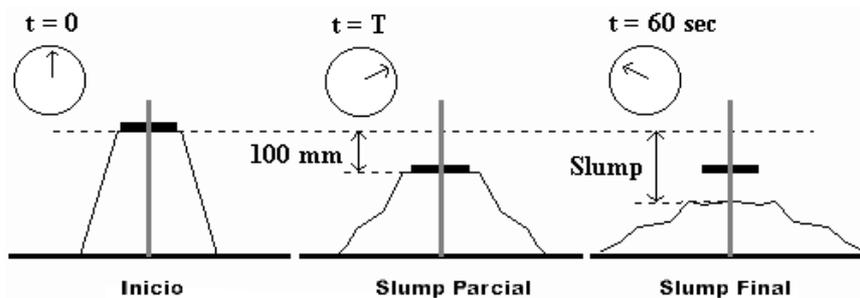
Equipo:

- Base horizontal con la adición de una vara de acero de 35 cm de alto.
- Cono de slump estándar (ASTM C 143).
- Plato deslizante.
- Varilla para el apisonado.

- Regla graduada.
- Cronometro con una aproximación de 0.01s.

El concreto es emplazado de la misma manera como en la prueba de slump estándar (ASTM C 143 / ITINTEC 339.035). Luego se realiza los siguientes pasos.

1. Usando un trapo húmedo limpie la parte de la varilla central que esta por encima de la muestra de concreto.
2. Deslice el plato a lo largo de la varilla hasta que este en contacto con la superficie de concreto.
3. Cuidadosamente levante el molde verticalmente mientras acciona el cronometro.
4. Mientras el concreto este fluyendo, continuamente observe el plato y pare el cronometro tan pronto como el plato deje de moverse.
5. Una vez que el slump este estabilizado, o no después de un minuto después de comenzar la prueba, remueva el plato y mida el slump con la regla graduada. (Fig. 4.9).



**Fig 4.9.** Esquema de la prueba modificada de slump.

#### 4.1.6.1. Modelo para evaluar el esfuerzo estático:

Basado en el análisis del modelo de Bingham para la prueba de slump y las medidas del esfuerzo estático usando un reómetro. Se propuso la siguiente formula relacionando el slump "s" al esfuerzo estático.

$$\tau_0 = \frac{\rho(300 - s)}{347} + 212 \quad (5)$$

donde:

$\rho$	densidad del concreto en Kg/m <sup>3</sup>
s	slump medido en mm
$\tau_0$	Esfuerzo estático en Pa

La predicción del esfuerzo estático dada por este modelo es bastante aceptable teniendo un error promedio de 162 Pa, comparada con otros modelos con elevados valores de error.

#### 4.1.6.2. Modelo semi-empírico para evaluar la viscosidad plástica:

Para evaluar la viscosidad plástica de los resultado de la prueba de slump modificado, las siguiente hipótesis fue usada: para un mismo slump final y una misma densidad del concreto, una diferencia en el tiempo de slump puede ser atribuida a una diferente viscosidad plástica. Realizando el análisis dimensional de los parámetros de la prueba y las medidas realizadas en un reómetro se proponen las siguientes formulas:

$$\begin{aligned} \mu &= 1.08 \cdot 10^{-3} (S - 175) \rho T & 200 < S < 260 \text{ mm} \\ \mu &= 25 \cdot 10^{-3} \rho T & S < 200 \text{ mm} \end{aligned} \quad (6)$$

donde:       $\rho$       densidad del concreto en Kg/m<sup>3</sup>  
                    $S$       slump medido en mm  
                    $T$       tiempo de slump  
                    $\mu$       Viscosidad en Pa.s

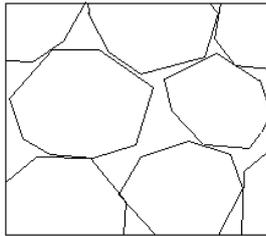
La prueba de slump modificado esta actualmente siendo evaluada por ASTM, como un posible ensayo que sirva para caracterizar al concreto en estado fresco.

#### 4.1.7. Modelos para predecir las propiedades reológicas:

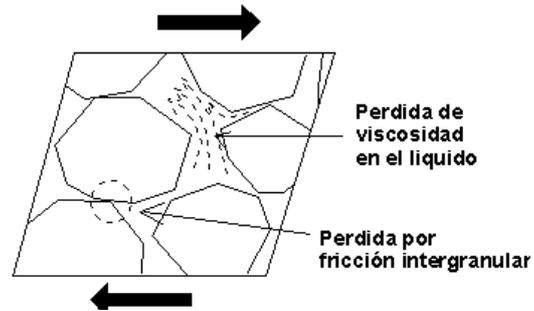
##### 4.1.7.1. Aplicación del modelo de acomodo o empaquetamiento compresible .

El MEC es tan bien usado para predecir propiedades reológicas, es necesario tomar al cemento como un material granular mas además que para la aplicación de los conceptos desarrollados en el capítulo III, se debe definir al concreto como una mezcla granular (de cemento y agregado grueso) en una suspensión de agua. Por ej. un concreto sin trabajabilidad es decir sin flujo, es definido como un concreto donde la porosidad esta llena con agua. Esto implica que no existe exceso de agua entre los componentes sólidos (Fig 10). Por supuesto el esfuerzo estático puede ser correlacionado con el esfuerzo necesario para iniciar

el flujo superando las fuerzas de fricción entre las partículas. Estas fuerzas dependen en el número y tipo de contactos entre partículas. En otro caso un incremento en el contenido de agua, más de la necesaria para llenar los poros hace posible espacios entre las partículas de la mezcla y consecuentemente deslizamientos entre partículas pueden ser iniciados (Fig 4.11).



**Fig 4.10.** Suspensión con mínimo contenido de agua. Ningún movimiento de corte es posible sin localizar ruptura de la estructura de las partículas



**Fig 4.11.** Suspensión conteniendo un exceso de agua.

Para el modelo de acomodo comprimible (CPM) cada componente  $i$ , de la mezcla es definido por su paquete de densidad,  $\phi_i^*$ , y la fracción volumétrica de material sólido (con respecto a un volumen total de 1)  $\phi_i$ . Un paquete de densidad, es definido como el máximo valor posible de  $\phi_i$ , con todos los otros  $\phi_j$  ( $j \neq i$ ) permaneciendo constantes. También la totalidad de la mezcla es caracterizada por un paquete máximo  $\phi^*$  y la fracción volumétrica de los materiales sólidos  $\phi$ .

El esfuerzo estático,  $\tau_o$ , puede ser definido como:

$$\tau_o = f\left(\frac{\phi_1}{\phi_1^*}, \frac{\phi_2}{\phi_2^*}, \dots, \frac{\phi_n}{\phi_n^*}\right) \quad (7)$$

donde  $f$  es una función creciente por que el esfuerzo estático se incrementa con el incremento del valor de  $\frac{\phi_n}{\phi_n^*}$ .

Para determinar la dependencia de la viscosidad en la concentración volumétrica, podemos asumir que la velocidad de cada partícula bajo corte es la misma e igual a una velocidad macroscópica. Por supuesto, asumiendo que el

flujo del fluido entre las partículas es laminar y que la resistencia al corte ira quedando proporcional al gradiente general así si la ecuación de Bingham es asumida como valida, y la viscosidad plástica puede ser deducida:

$$\mu = \mu_o g \left( \frac{\phi}{\phi^*} \right) \quad (8)$$

donde  $\mu_o$  es la viscosidad plástica de la suspensión, g es una función creciente, por que la viscosidad se incrementa con el incremento de concentración de partículas.

Investigaciones llevadas a cabo comparando resultados de mediciones con reómetros y con el uso del CPM hicieron posible la determinación de la viscosidad plástica mediante la siguiente ecuación:

$$\mu' = e^{\left( 26.75 \left( \frac{\phi}{\phi^*} - 0.7448 \right) \right)} \quad (9)$$

El esfuerzo estático puede ser calculado por una combinación lineal de todos los componentes. Para mezclas sin agente reductor de agua de alto rango(HRWRA):

$$\tau'_o = \exp(2.537 + 0.540K'_g + 0.854K'_s + 1.134K'_c) \quad (10)$$

Para mezclas con 1% de agente reductor de agua de alto rango (HRWRA).

$$\tau'_o = \exp(2.537 + 0.540K'_g + 0.854K'_s + 0.224K'_c) \quad (11)$$

En estas ecuaciones,  $\tau'_o$  es el esfuerzo estático obtenido por ajuste de los resultados obtenidos en un reómetro en concordancia con el modelo de Herschel-Bulkey.

Los subíndices g, s, y c se refieren a grava, arena y cemento respectivamente y  $K_x$  es igual a  $\left( 1 - \frac{\phi_x}{\phi_x^*} \right)$ .

Este modelo es parte de una gran set de modelos que toman en cuenta otras propiedades del concreto en estado fresco e endurecido. Este modelo relaciona la composición del concreto con su rendimiento.

#### 4.1.7.2. Modelo modificado de Krieger-Dougherty.

Este modelo se basa en la ecuación de Krieger-Dougherty. Esta ecuación muestra que hay un incremento en la viscosidad del medio cuando se agregan mas partículas sólidas. Este incremento por lo tanto depende de la concentración de partículas:

$$\frac{\eta}{\eta_0} = \left(1 - \frac{\phi}{\phi_m}\right)^{-[\eta]\phi_m} \quad (12)$$

donde  $[\eta]$  es la viscosidad intrínseca, es igual a 2.5 para esferas,  $\eta_0$  es la viscosidad de la suspensión y  $\eta$  es la viscosidad del medio.

#### 4.1.8. Parámetros que gobiernan las propiedades reológicas del concreto:

Existen muchas variables que gobiernan el comportamiento del concreto en estado fluido, en el siguiente cuadro se resumen las principales:

**Tabla 4.2: Parámetros que influyen en la reología del concreto.**

Cemento	Agua	Agregados	Aditivos	Dosificación	Medioambiente
<ul style="list-style-type: none"> <li>Tipo</li> <li>Cantidad</li> <li>Finura</li> <li>Composición</li> <li>Calor de hidratación</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Cantidad</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Forma</li> <li>Textura</li> <li>Granulometría</li> <li>Tamaño máximo</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Tipo</li> <li>Cantidad</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Relación agua/cemento</li> <li>Relación gruesos/finos</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Temperatura</li> <li>Velocidad del viento</li> <li>Humedad relativa</li> </ul>

##### 4.1.8.1. Cemento:

- Un concreto de alto desempeño usualmente tiene un mayor volumen de cemento en su dosificación, la cantidad de cemento determinará la posible fricción entre los granos de agregado reduciendo o aumentando el esfuerzo de fluencia, un adecuado espesor de pasta posibilitará un esfuerzo de fluencia adecuado, sin embargo un exceso en esta cantidad requerirá mayor volumen de agua aumentando la viscosidad de la mezcla de concreto.
- Un cemento Pórtland adicionado normalmente necesita mayor cantidad de agua para alcanzar un valor de slump determinado, en comparación con un

cemento Pórtland normal, este valor de slump es relacionado directamente con el esfuerzo de fluencia del concreto.

- A mayor finura del cemento este requerirá mayor cantidad de agua, por lo cual la finura estará relacionada con el esfuerzo de fluencia, a mayor finura del cemento mayor será el valor de la viscosidad del concreto.
- La composición química de un cemento, homogeneidad del nos modificará

#### **4.1.8.2. Agua:**

- Un incremento en la cantidad de agua puede modificar tanto el esfuerzo de fluencia, como la viscosidad reduciéndolos en ambos casos; la cantidad de agua influencia de gran manera como se comporta el concreto en estado fresco y endurecido, esta ultima condición debe ser tomada en cuenta al momento de utilizar el agua como modificador de los parámetros reológicos, pues un incremento de agua si bien reducirá el esfuerzo de fluencia y la viscosidad, obteniéndose una mezcla mas fluida, también nos incrementará la exudación y el riesgo de segregación, en el estado endurecido se incrementara la porosidad (mayor permeabilidad) y por lo tanto una menor durabilidad.

#### **4.1.8.3. Agregados:**

- La forma y textura de los agregados influyen directamente en la fricción entre partículas de una mezcla de concreto en estado fresco, agregados redondeados generaran una menor fricción entre partículas, reduciendo el esfuerzo de fluencia, agregados de formas angulosas generaran mayor fricción.
- La granulometría combinada con la forma y textura, determinarán el porcentaje de vacíos de la mezcla de agregados, a su vez este porcentaje de vacíos puede determinar la cantidad de pasta que requiere la mezcla para alcanzar una consistencia determinada (ver capítulo III). El posible acomodo de las partículas de agregado y pasta, en las proporciones determinadas, determinarán el comportamiento reológico de la mezclas.

#### **4.1.8.4. Aditivos químicos:**

- Según la naturaleza del aditivo este puede modificar los parámetros reológicos:
  - Plastificantes, superplastificantes, Incorporadores de aire, acelerantes, retardantes, agentes viscosos.

#### **4.1.9. Comentarios acerca de la reología del concreto:**

El estudio avanzado de modelos aplicables a la predicción del comportamiento reológico del concreto puede producir nuevas técnicas para el proporcionamiento de mezclas de concreto, es decir diseñar mezclas de concreto con determinadas características reológicas, un ejemplo puede ser el diseño de un concreto con bajo esfuerzo de fluencia (50-70 Pa) y una mediana viscosidad (20-30 Pa.s), el cual sería un concreto autocompactado. Así mismo también el diseño de mezclas de concreto bombeable puede ser regido por sus propiedades reológicas. El desarrollo ulterior de la ciencia de la reología del concreto pretende en los siguientes años revolucionar la tecnología del concreto introduciendo los conceptos de la "Moderna Tecnología del Concreto".

## **4.2. TRABAJABILIDAD**

La presente sección está enfocada a definir la trabajabilidad del concreto, desde el punto de vista tradicional, las definiciones comunes han sido analizadas y adecuadas para los concretos de alto desempeño, se muestran los resultados obtenidos en la prueba de slump y otras a concretos de alto desempeño.

### **4.2.1. Definición de trabajabilidad:**

Encontrar una definición de trabajabilidad, es ya una idea muy subjetiva, las diferentes definiciones tratan de enlazar parámetros calificables según la perspectiva de cada evaluador como vemos en la tabla 4.3., sin embargo, encontrar una definición adecuada para la trabajabilidad de los concretos de alto desempeño es necesaria, la definición propuesta por Glanville, Collins y

Matthews nos dice que *“la trabajabilidad se puede definir mejor como la cantidad de trabajo interno útil que se requiere para producir una compactación total”*, esta definición originada del supuesto que solo la fricción interna (esfuerzo de fluencia), es una propiedad intrínseca de la mezcla nos brinda una aproximación cuantitativa de la trabajabilidad, sin embargo define un estado ideal de compactación total la cual nunca se logrará, una corrección bastante simple a esta definición es la que a continuación proponemos, *“la trabajabilidad se puede definir como la cantidad de trabajo interno útil que se requiere para producir una compactación adecuada de la mezcla”*.

**Tabla 4.3: Definiciones de trabajabilidad de varias instituciones.**

Institución	Definición
American Concrete Institute (ACI)	Es la propiedad del concreto o mortero en estado fresco la cual determina la facilidad y homogeneidad con la cual puede ser mezclado, colocado, compactado y terminado.
British Standards Institution	Es la propiedad del concreto o mortero en estado fresco, la cual determina la facilidad con la cual puede ser manejado y completamente compactado.
Association of Concrete engineers Japan	Es la propiedad de la mezclas de concreto o mortero que determina la facilidad con que puede ser mezclado, colocado y compactado, debido a su consistencia, la homogeneidad con la cual puede ser elaborado el concreto, y el grado con el cual puede resistir a la separación de los materiales.

#### 4.2.2. Factores que gobiernan la trabajabilidad:

De la misma manera como se describió en la sección 4.1.8. del presente capítulo, los factores que gobiernan la trabajabilidad son los mismos que gobiernan su reología, por ser la trabajabilidad parte de los conceptos básicos sobre reología del concreto. Un enfoque mas critico se ha presentado en el capítulo III, sin embargo, es necesario volver a mencionar que el factor principal es el contenido de agua de la mezcla; los métodos de diseño de mezclas como el método del Comité 211 del ACI, en el cual se nos proporciona una tabla en la cual se relaciona el slump y el tamaño máximo de los agregados con el

contenido de agua necesario para la mezcla obviando totalmente la forma y textura de los granos.

#### 4.2.3. La prueba del cono de Abrams:

La prueba del cono de Abrams o de slump es tal vez el ensayo mas largamente usado para caracterizar la consistencia de un concreto. Muchos investigadores han tratado de realizar modelos con los cual puedan predecir el valor de slump, sin embargo los modelos presentados hasta el momento presentan un error promedio alto.

La adición de la microsílíce a las mezclas ha dado como resultado un concreto mas cohesivo y menos propenso a la segregación, este comportamiento se observo en todas las mezclas elaboradas con este material.

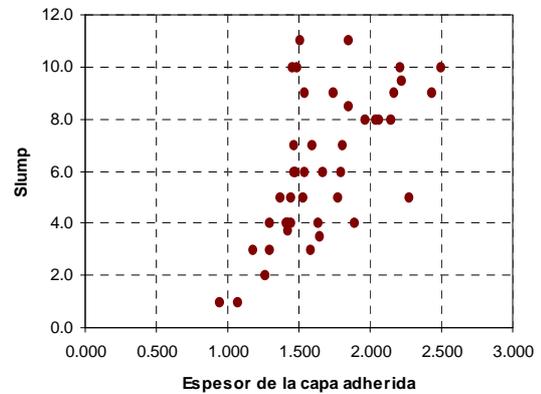
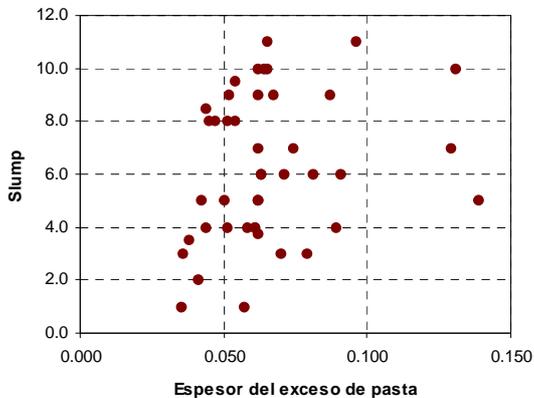
En la siguiente tabla se muestran los resultados de la prueba de slump efectuada a las series de mezclas descritas en el capitulo III.

**Tabla 4.4: Valores de slump obtenidos para las mezclas.**

Código	a/c	a/mc	T.M. pulg	Slump pulg.	t <sub>p</sub> mm	a <sub>p</sub> mm	D <sub>ss</sub> mm	EMP Mm
Serie A	0.40	0.40	3/4	8.0	0.045	1.963	0.553	-0.129
	0.35	0.35	3/4	9.0	0.052	2.166	0.634	0.037
	0.30	0.30	3/4	9.0	0.062	2.434	0.749	0.279
	0.25	0.25	1/2	6.0	0.071	1.545	0.565	0.266
	0.20	0.20	1/2	6.0	0.091	1.798	0.710	0.565
	0.15	0.15	1/2	10.0	0.131	2.208	0.999	1.136
Serie B	0.40	0.40	3/4	4.00	0.044	1.427	0.333	-0.347
	0.35	0.35	3/4	4.00	0.051	1.637	0.397	-0.181
	0.30	0.30	3/4	4.00	0.061	1.893	0.482	0.058
	0.25	0.25	1/2	3.00	0.070	1.176	0.398	0.098
	0.20	0.20	1/2	4.00	0.089	1.418	0.518	0.393
	0.15	0.15	1/2	7.00	0.129	1.808	0.756	0.956
Serie C	0.46	0.40	3/4	8.00	0.047	2.038	0.583	-0.077
	0.40	0.35	3/4	9.50	0.054	2.228	0.659	0.095
	0.34	0.30	3/4	10.00	0.065	2.503	0.780	0.349
	0.29	0.25	1/2	7.00	0.074	1.595	0.592	0.321
	0.23	0.20	1/2	11.00	0.096	1.854	0.745	0.637
	0.17	0.15	1/2	5.00	0.139	2.273	1.053	1.245
Serie D	0.40	0.40	3/4	3.00	0.036	1.581	0.417	-0.331
	0.35	0.35	3/4	5.00	0.042	1.780	0.486	-0.187
	0.30	0.30	3/4	8.00	0.051	2.061	0.592	0.025
	0.25	0.25	1/2	4.00	0.058	1.300	0.442	0.077
	0.20	0.20	1/2	6.00	0.081	1.670	0.634	0.418

Serie E	0.40	0.40	3/4	1.00	0.035	1.078	0.236	-0.545
	0.35	0.35	3/4	2.00	0.041	1.268	0.287	-0.402
	0.30	0.30	3/4	5.00	0.050	1.536	0.365	-0.193
	0.25	0.25	1/2	1.00	0.057	0.942	0.297	-0.089
	0.20	0.20	1/2	3.00	0.079	1.295	0.455	0.248
Serie F	0.46	0.40	3/4	3.50	0.038	1.654	0.442	-0.276
	0.40	0.35	3/4	8.50	0.044	1.855	0.513	-0.124
	0.34	0.30	3/4	8.00	0.054	2.150	0.627	0.103
	0.29	0.25	1/2	5.00	0.062	1.371	0.476	0.140
	0.23	0.20	1/2	9.00	0.087	1.744	0.677	0.506
Serie G	0.25	0.25	0.50	4.00	0.061	1.445	0.394	0.165
	0.26	0.25	0.50	6.00	0.063	1.470	0.403	0.190
	0.28	0.25	0.50	10.00	0.064	1.491	0.412	0.213
	0.29	0.25	0.50	11.00	0.065	1.511	0.420	0.234
	0.31	0.25	0.50	9.00	0.067	1.546	0.434	0.271
Serie H	0.25	0.25	0.50	6.00	0.063	1.484	0.409	0.190
	0.26	0.25	0.50	7.00	0.062	1.469	0.403	0.190
	0.28	0.25	0.50	10.00	0.062	1.456	0.398	0.190
	0.29	0.25	0.50	5.00	0.062	1.446	0.394	0.190
	0.31	0.25	0.50	3.75	0.062	1.425	0.386	0.190

Se trato de encontrar una relación entre las teorías presentadas para encontrar el espesor de pasta y los valores de slump como se muestra en los siguientes gráficos no se encontró una relación clara



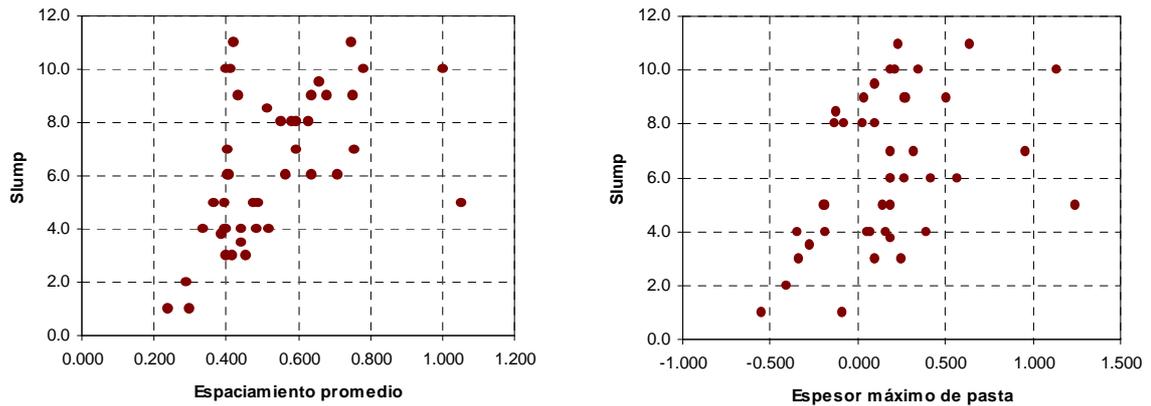


Fig. 4.12. Graficas relacionando los valores de espesor de pasta y slump

Si bien en las graficas anteriores no se muestra una tendencia clara de la variación del slump con el espesor de pasta, las graficas presentan zonas donde la trabajabilidad es aceptable, esto se aprecia mas claramente en los métodos de espesor de capa adherida y el de espesor máximo de pasta.

Podemos identificar una zona en la cual la trabajabilidad es adecuada en la grafica que relaciona el espesor de capa adherida con el slump, como se muestra en la grafica siguiente, sin embargo el slump para un espesor de pasta dado puede variar significativamente según el tipo de aditivo químico que se use o la adición mineral, por lo cual los rangos de valores dados solo son referenciales, pues la solución a la predicción de la trabajabilidad o propiedades reologicas del concreto es aun hoy uno de los principales puntos de investigación, esto aun es mas difícil en las mezclas de concreto de alto desempeño donde su característica de emplear diferentes tipos de materiales lo hace muy variable, en las diferentes investigaciones los autores se han limitado a dar rangos en los cuales pueden predecir ciertas características, sin embargo estos rangos pueden ser no validos de una a otra investigación.

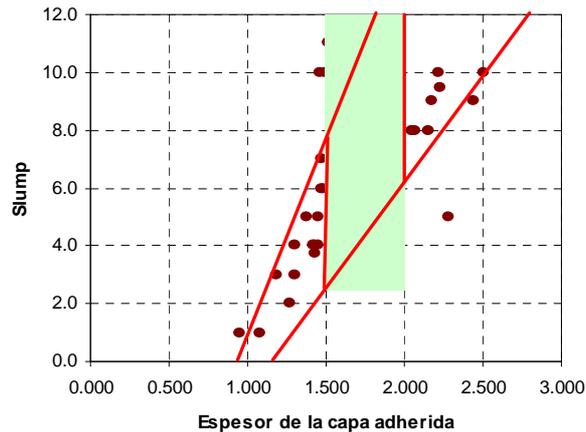


Fig. 4.13. Grafica que relaciona el espesor de capa adherida y el slump, la zona sombreada es la que se recomienda como un rango adecuado de la capa adherida (ad 1.5 –2.0).

Si bien no podemos encontrar una relación directa entre el slump y el espesor de pasta, si encontramos relación entre las granulometrías utilizadas, el espesor de pasta y el slump, como se muestra en la siguientes tablas.

**Tabla 4.5 y 4.6: Valores de slump obtenidos para las mezclas por relación agua/cemento.**

Mezclas con cemento tipo IP					Mezclas con cemento tipo I				
a/mc	Serie	T.M. pulg.	Slump pulg.	ap mm	a/mc	Serie	T.M. pulg.	Slump pulg.	ap mm
0.4	A	3/4	8	1.963	0.4	D	3/4	3	1.581
	B	3/4	4	1.427		E	3/4	1	1.078
	C	3/4	8	2.038		F	3/4	3 1/2	1.654
0.35	A	3/4	9	2.166	0.35	D	1/3	5	1.780
	B	3/4	4	1.637		E	1/3	2	1.268
	C	3/4	9.5	2.228		F	3/4	8 1/2	1.855
0.3	A	3/4	9	2.434	0.3	D	3/4	8	2.061
	B	3/4	4	1.893		E	3/4	5	1.536
	C	3/4	10	2.503		F	3/4	8	2.150
0.25	A	1/2	6	1.545	0.25	D	1/2	4	1.300
	B	1/2	3	1.176		E	1/2	1	0.942
	C	1/2	7	1.595		F	1/2	5	1.371
0.2	A	1/2	6	1.798	0.2	D	1/2	6	1.670
	B	1/2	4	1.418		E	1/2	3	1.295
	C	1/2	11	1.854		F	1/2	9	1.744
0.15	A	1/2	10	2.208					
	B	1/2	7	1.808					
	C	1/2	5	2.273					

Vemos en la tabla anterior que las mezclas con granulometría discontinua generan un mayor espesor de pasta por lo cual tienen una mejor

trabajabilidad comparadas con las mezclas con granulometría de Fuller, así mismo las mezclas con adición de 15% de microsílíce presentan una mejor trabajabilidad, esto también asociado al incremento del espesor de pasta medida con el método de la capa adherida; también podemos notar que se obtuvo mejor trabajabilidad con las mezclas realizadas con cemento tipo IP, esto se debe a que por su menor peso específico generan un mayor volumen de pasta y consecuentemente el espesor de pasta también será mayor, sin embargo las características reológicas del concreto son influenciadas por muchos otros factores adicionales.

En las siguientes figuras podemos observar gráficamente la influencia de la granulometría y la adición de microsílíce.

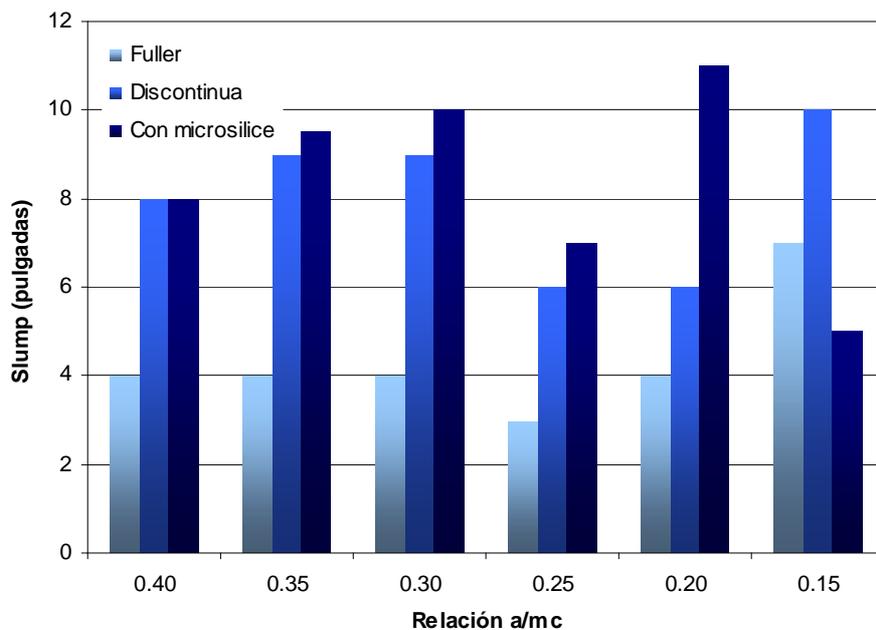


Fig. 4.6. Valores de slump obtenidos para concretos con cemento tipo IP.

Como observamos más claramente en la gráfica anterior el slump aumento en las mezclas con granulometría discontinua, debido a la mayor compacidad que conlleva a un mayor espesor de pasta.

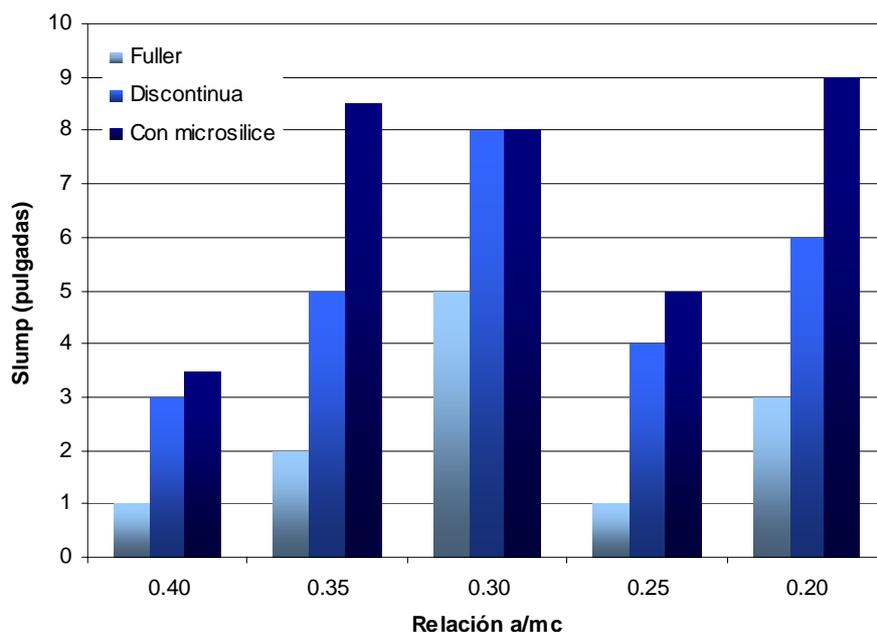


Fig. 4.6. Valores de slump obtenidos para concretos con cemento tipo I.

Especial mención merecen las mezclas de las series G y H, en las cuales se mantuvo constante la relación agua/cemento de 0.25 y se fue variando la proporción de adición de microsilíce, en la serie G se mantuvo constante el peso de los materiales cementicios es decir la suma del peso y la microsilíce se mantuvo constante en todas las mezclas, en la serie H se mantuvo constante el máximo espesor de pasta, esto conllevó a una reducción en el peso del cemento de cada mezcla comparándola con la mezcla G.

**Tabla 4.7: Valores de slump obtenidos para las mezclas por relación agua/cemento.**

Código	a/c	a/mc	T.M. Pulg	Slump pulg.	ap mm	EMP mm
Serie G	0.25	0.25	0.50	4.00	1.445	0.165
	0.26	0.25	0.50	6.00	1.470	0.190
	0.28	0.25	0.50	10.00	1.491	0.213
	0.29	0.25	0.50	11.00	1.511	0.234
	0.31	0.25	0.50	9.00	1.546	0.271
Serie H	0.25	0.25	0.50	6.00	1.484	0.190
	0.26	0.25	0.50	7.00	1.469	0.190
	0.28	0.25	0.50	10.00	1.456	0.190
	0.29	0.25	0.50	5.00	1.446	0.190
	0.31	0.25	0.50	3.75	1.425	0.190

En la figura siguiente se muestra de manera grafica los resultados:

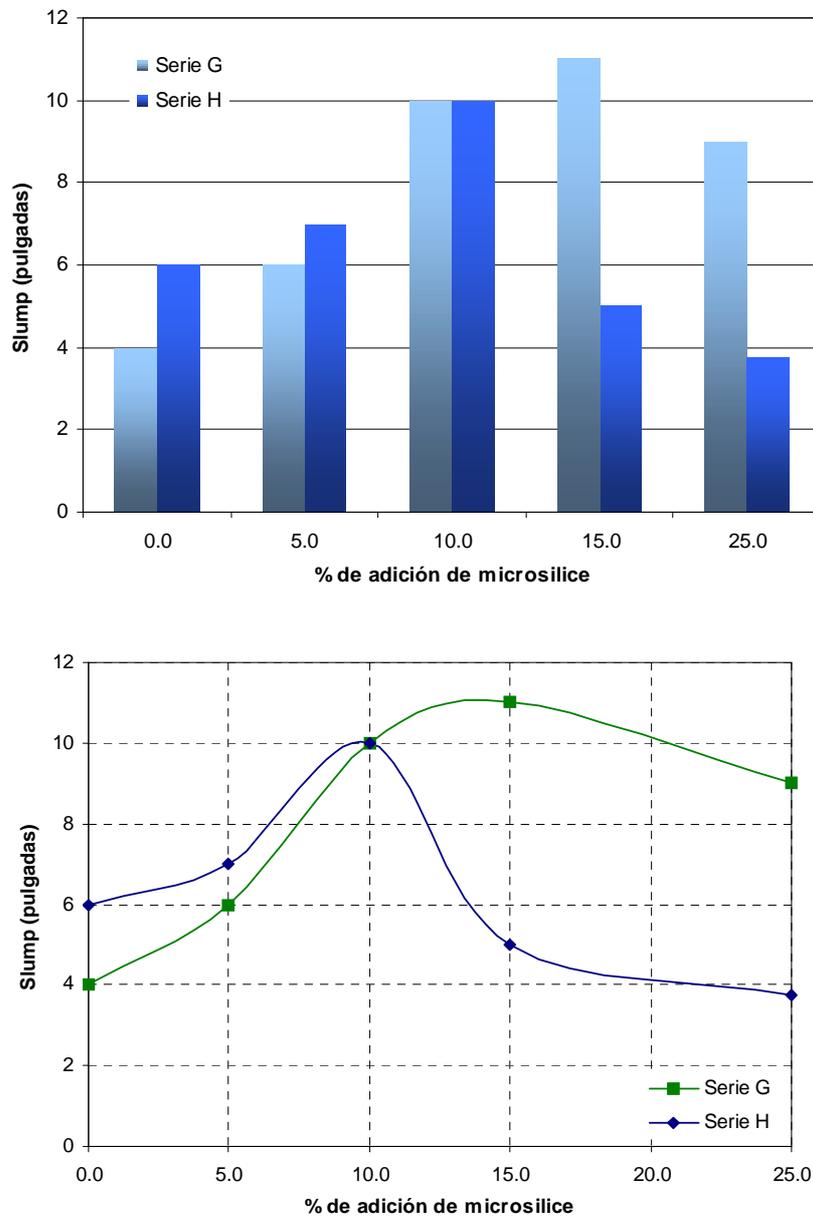


Fig. 4.7. Valores de slump obtenidos para mezclas con diferentes proporciones de microsilice

Como observamos la curva que relaciona el porcentaje de adición de microsilice con el slump presenta un punto de máximo, en la serie G se puede decir que el punto optimo de adición de microsilice para una cantidad de cemento es de 15%, para el caso de la microsilice utilizada. La curva de la serie H muestra una disminución mas rápida del slump, se podría decir que esta

curva muestra el punto optimo de adición de microsílíce por volumen, el cual es 10%.

Finalmente enfatizamos que la trabajabilidad de las mezclas de concreto es definida por muchas variables por lo cual su predicción exacta aun es desconocida.

#### **4.2.4. Influencia de la microsílíce en la trabajabilidad:**

La inclusión de la microsílíce mejora las propiedades reológicas del concreto podemos mencionar las siguientes características:

- Se observo que las mezclas con adición de microsílíce presentaban una cohesividad adecuada, mejorando la manipulación de la mezcla, sin embargo se encontró que algunas mezclas el efecto de la microsílíce de espesar la mezcla podía dificultar la colocación de esta.
- Las mezclas con microsílíce presentaron una menor tendencia a la segregación aun las mezclas en las que se uso granulometrías discontinuas, presentaron un comportamiento homogéneo con la inclusión de la microsílíce.
- Las mezclas con adición de microsílíce no presentaron exudación a diferencia de las mezclas con solo cemento en las cuales se obtuvo mezclas con una alta exudación debido a la acción del tipo de aditivo. Por lo tanto se puede concluir que la adición de la microsílíce reduce la exudación, pues dada su forma, tamaño y superficie especifica, controlan las fuerzas que suelen producir la exudación en el concreto, además de rellenar los caminos usuales para la exudación los cuales suelen hallarse en la interfase pasta agregado. Sin embargo al reducir la exudación los concretos con microsílíce deberán tener un curado adecuado para evitar las grietas por contracción por secado.

- Otra mejora de la inclusión de la microsílíce, es que dado que reduce la exudación el acabado superficial puede ser dado mas pronto que en el caso de concretos sin microsílíce.
- Las mezclas con adición de microsílíce presentaron una mas rápida fragua comparada con un concreto convencional, sin embargo este efecto también se debió a la influencia del aditivo superplastificante usado.
- Por la forma esférica de las partículas de microsílíce, producen un mejor acomodo en los agregados por lo cual se obtiene concretos con mayor compacidad, se debe evaluar también el efecto del aditivo superplastificante usado en nuestro caso se determino que causaba vacíos de aire atrapado, disminuyendo así el peso especifico.

# **CAPITULO V**

## **PROPIEDADES DEL CONCRETO EN ESTADO ENDURECIDO**

---

### **INTRODUCCION:**

En el presente capitulo se presentan los conceptos y resultados referidos a las propiedades del concreto en estado endurecido; este capitulo esta dividido en dos partes principales; la primera parte esta dedicada exclusivamente al estudio de la resistencia del concreto de alto desempeño, en esa sección se presentan los conceptos actuales y antiguos desarrollados para predecir esta propiedad del concreto, así mismo se desarrolla algunas de las nuevas tendencias para el estudio de la naturaleza de la resistencia del concreto. En una segunda parte se

presentan los conceptos sobre la durabilidad de los concretos, factor por demás importante en el estudio de los concretos de alto desempeño, así mismo se muestran los resultados del ensayo de permeabilidad con el equipo Torrent realizados a las muestras de concreto.

## **PROPIEDADES RELACIONADAS CON LA RESISTENCIA DEL CONCRETO:**

### **RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN:**

La resistencia del concreto es considerada la propiedad mas importante de este material, sin embargo como ya se menciona en las definiciones del Capitulo I, para los concretos de alto desempeño la resistencia a la compresión es tan importante como la durabilidad del concreto; la importancia de la resistencia a la compresión radica en las funciones estructurales de este material; desde los comienzos de la tecnología del concreto se trato de predecir esta característica, la ley de Abrams fue tal vez la mas conocida y difundida para predecir este valor, sin embargo hace aproximadamente 25 años con el desarrollo de los concretos de alto desempeño con características de alta resistencia, la ley de Abrams dejo de tener la misma validez, sin perder su importancia, por lo cual surgieron nuevas teorías y conceptos, que se presentan en esta sección.

Naturaleza de la resistencia a la compresión.-

El concreto es una masa endurecida que por su propia naturaleza es discontinua y heterogénea. El cemento hidratado, es en si mismo una masa semi cristalina discontinua, con un elevado grado de porosidad, que contiene agua libre y agua no evaporable. Adicionalmente, esta agua libre al exudar y evaporarse, deja micro poros y canales capilares continuos en el gel de cemento, los cuales se convierten posteriormente en medios para el intercambio de humedad en el concreto y el ambiente que lo rodea.

Por otra parte la presencia de agregados incide notablemente en la heterogeneidad, debido a la diversidad de tamaños, textura superficial y geometría de las partículas. Todo esto es lo que hace imposible lograr una adherencia perfecta entre la pasta de cemento y cada una de las partículas de agregado, sin embargo la adición de microsílíce en este sistema, como se menciono en el capitulo II, incrementa la adherencia en la zona de transición.

La heterogeneidad y naturaleza discontinua del concreto sin embargo son ventajosas, debido a que proporcionan la "cuasiductibilidad" y los mecanismos de disipación de energía esenciales para un material de sometido a cargas estáticas y dinámicas.

En resumen la resistencia a la compresión del concreto se rige principalmente por la resistencia e interacción de sus fases constituyentes:

- La resistencia de la pasta hidratada y endurecida (matriz).
- La resistencia de las partículas del agregado.
- La resistencia de la interfase matriz – agregado.

Desde luego que son muchos los factores que interrelacionan la resistencia del material compuesto con la resistencia de las fases individuales y la resistencia de la interfase de adherencia. Así mismo cada uno de los factores anteriormente mencionados son diferentes de un concreto a otro, la característica de los concretos con adiciones minerales es una mayor resistencia en la interfase matriz-agregado, esta se describe en los párrafos siguientes en la figura 5.1. se resumen los diferente factores que afectan la resistencia a la compresión del concreto.

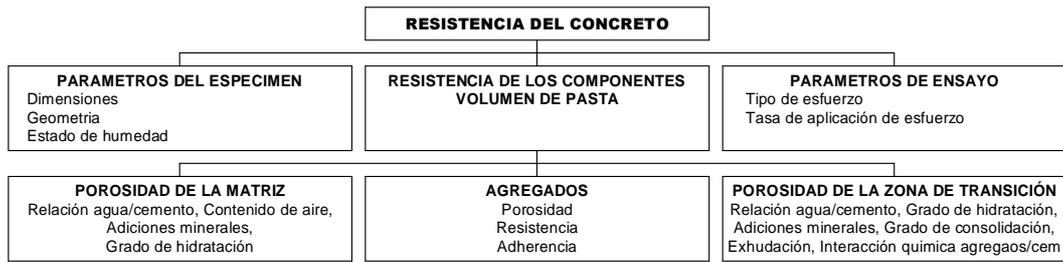


Fig. 5.1. Diagrama de factores que influyen en la resistencia del concreto.

Los concretos de alto desempeño suelen tener una zona interfacial que varía entre 10 a 50  $\mu\text{m}$ , esta zona contiene una más alta porosidad y un alto volumen de hidróxido de calcio, como se muestra en la figura 5.2., en los concretos sin adiciones minerales esta zona es consecuentemente frágil y más permeable que la pasta fuera de la zona de transición, a pesar de ser esta zona delgada esta suele ser una porción importante que varía entre una cuarta a tercera parte del volumen de pasta en el mortero o concreto. En los concretos con adiciones minerales finas esta zona suele llenarse de estas formando una zona más densa, así mismo la mayor acumulación de los cristales de hidróxido de calcio proporcionan un fuente para la combinación con las puzolanas adicionadas, el uso de microsilíce densifica notablemente esta zona creando los mecanismos de alta adherencia entre los agregados y las pasta cementicia.

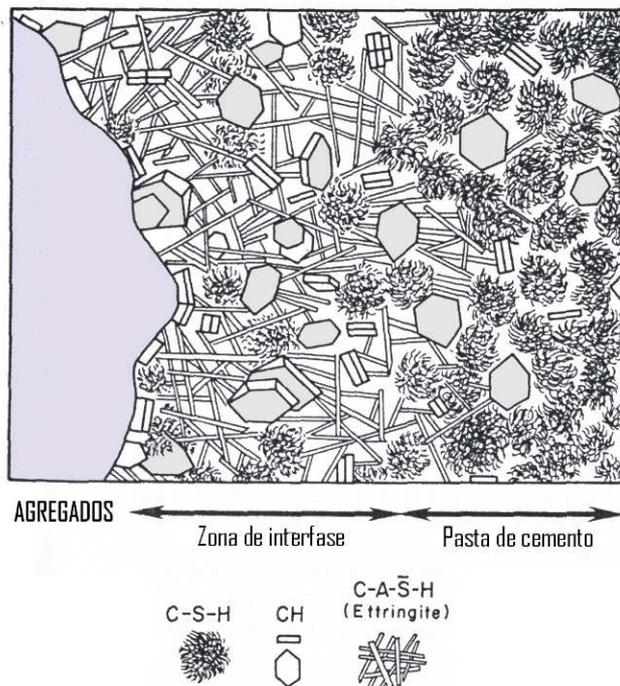


Fig. 5.2. Representación de la zona de interfase o transición en un concreto sin adiciones.

### La ley de Abrams o ley de la relación agua/cemento.-

Como resultado de un extenso trabajo en el Instituto Lewis, de la Universidad de Illinois, en 1918, Duff Abrams planteó su conocida ley, en la cual para los

mismos materiales y condiciones de ensayo, la resistencia de un concreto completamente compactado a una edad dada, es inversamente proporcional a la relación agua/cemento, Abrams propuso la siguiente expresión:

$$f_c = \frac{K_1}{K_2^{w/c}} \quad (5.1.)$$

donde:

w/c = relación agua/cemento

K<sub>1</sub> y K<sub>2</sub>= Constantes empíricas, dependientes de la calidad y tipo de Cemento.

Según la ley de Abrams la relación agua/cemento determina la porosidad de la pasta de cemento endurecida en cualquiera de sus etapas de hidratación, lo cual es cierto, sin embargo la ley de Abrams asume implícitamente que el volumen de cavidades en el concreto también depende de esta, lo cual no es cierto, pues el volumen de vacíos en la pasta y el concreto es determinada por las diferentes características de los componentes de la mezcla.

La ley de Abrams ha sido muy usada para predecir con cierta exactitud la relación agua/cemento que producirá un concreto de una resistencia específica, y es utilizada en varios métodos de diseño de mezcla para predecir esta característica, sin embargo para los concretos con bajas relaciones agua cemento, la ley de Abrams no cumple con su objetivo, para resistencias que superan los 450 Kg/cm<sup>2</sup>, la naturaleza de la resistencia a la compresión es tal que interactúan en esta el conjunto de los componentes del concreto por lo cual, no solo la relación agua cemento la define.

### **Ecuación de Feret.-**

Feret uno de los primeros investigadores del concreto, propuso 22 años antes que Abrams una ecuación que relacionaba los volúmenes de agua, cemento y aire con la resistencia a la compresión, la ecuación que presentó Feret era de la siguiente forma:

$$f_c = K \left( \frac{c}{c + w + a} \right)^2 \quad (5.2.)$$

donde:

- $c, w, a$  = Volúmenes de cemento, agua y aire respectivamente.  
 $K$  = Constante dependiente de las características del cemento y agregados.

La regla de Feret, ha sido recientemente actualizada y su uso para predecir la resistencia a la compresión de los concretos de alto desempeño se ha difundido, especialmente en los países europeos.

### **Ecuación de Feret Generalizada.-**

La formula propuesta hace mas de 100 años por Rene Feret, ha sido varias veces modificada para su uso actual en concretos de alto desempeño, que incluyen microsílíce, fly ash u otro material adicionado al concreto, la formula de Feret indirectamente muestra que la máxima resistencia es obtenida cuando la porosidad inicial de la matriz es mínima, por lo cual la relación de vacíos en el volumen total de la matriz es mínima.

Las siguientes expresiones propuestas por De Larrard muestran las formulas propuestas para mezclas con microsílíce:

$$f_c = \frac{K_g R_c}{\left[ 1 + \frac{3.1 a/c}{1.4 - 0.4e^{-11 s/c}} \right]^2} \quad (5.3.)$$

donde:

- $a, c, s$  = Masas del agua, cemento y microsílíce respectivamente, por unidad de volumen de concreto fresco.  
 $K_g$  = Parámetro dependiente del tipo de agregado.  
 $R_c$  = Resistencia del mortero de cemento normalizada a 28 días.

Recientemente una formula bastante simple y que relaciona la influencia del espesor de pasta en el concreto es la propuesta en la siguiente ecuación:

$$f_c = K_g R_{c28} \left( \frac{v_c}{v_c + v_w + v_a} \right)^2 EMP^{-0.13} \quad (5.4.)$$

donde:

- Kg = Parámetro dependiente del tipo de agregado.
- Rc = Resistencia del mortero de cemento normalizada a 28 días.
- EMP = Espesor máximo de pasta.

El concepto de espesor máximo de pasta ratifica la hipótesis del Ing. Oler sobre la influencia de la topología de los agregados en la resistencia a la compresión y demuestra que son los granos de mayor tamaño del esqueleto granular, los que tienen mayor tendencia a soportar los esfuerzos máximos, estos se comportan como cuerpos rígidos en un medio flexible constituido por un acomodo de granos mas finos. Dado que en un acomodo aleatorio de agregados, algunos de los granos de mayor tamaño pueden estar en contacto directo, los mas altos esfuerzos en la mezcla entonces serán registrados en estos puntos de contacto, como se ve en la figura 5.3. (a), ahora consideremos el mismo sistema con la inclusión de pasta de cemento en un volumen mayor a la porosidad del acomodo, por lo cual podemos decir que será la pasta entre los dos granos mas gruesos la que será sometida a los esfuerzos mas grandes, figura 5.3. (b).

El efecto del máximos espesor de pasta es sorprendente como veremos en los resultados obtenidos, pues a medida que el espesor de pasta disminuye la resistencia a la compresión aumenta, se han dado varias explicaciones para este fenómeno, sin embargo creemos que se explica análogamente al comportamiento de pilas de unidades de albañilería sometidas al ensayo de compresión donde a medida que se incrementa el espesor de la junta la resistencia disminuye, esto causado por la deformación de la pasta entre agregados, dado que el agregado es mas rígido que la pasta la expansión lateral de la pasta será mayor, sin embargo el sistema agregado – pasta debe deformarse de la misma manera, a causa de la adherencia, por lo cual la expansión lateral del espesor de pasta será restringida por el agregado;

resumiendo la pasta entre agregados estará sometida a compresión triaxial y el agregado a una combinación de compresión axial y tracción biaxial.

El efecto de la naturaleza de los agregados es también tomada en cuenta por la fórmula generalizada de Feret, el coeficiente  $K_g$  caracteriza a la adherencia de los agregados y la pasta de cemento así como a la resistencia intrínseca de los granos del agregado; es necesario destacar el comportamiento de agregados de petrografía muy heterogénea, en los cuales podemos encontrar granos de alta y baja resistencia, son en estos últimos donde se concentraran los esfuerzos produciendo una falla anticipada del espécimen.

La teoría y detalle para encontrar el espesor máximo de pasta fue detallado en el capítulo III.

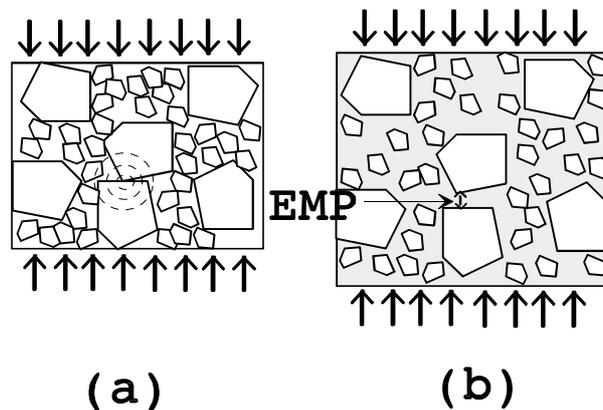


Fig. 5.3. (a) Acomodo de partículas de agregado sujetas a carga uní axial, (b) acomodo aleatorio de una mezcla de partículas, en ambos gráficos se muestra el efecto del máximo espesor de pasta.

El concepto de espesor de pasta ha sido usado en la presente investigación, obteniéndose muy buenos resultados, respecto a la predicción de la resistencia a la compresión como se vera en las siguientes secciones.

### **Resistencia experimental del concreto:**

Como se mostró en el capítulo III, las mezclas elaboradas para la presente investigación fueron planeadas para comparar las diferentes variables como tipo de cemento, granulometría e adición de microsílíce. En la presente

sección mostramos los resultados obtenidos del ensayo a la compresión a las probetas elaboradas.

Es interesante destacar que la resistencia a la compresión de los concretos elaborados no vario de acuerdo a la relación agua/cemento, comprobando entonces que esta característica por si sola no determina este parámetro, pero si se encontró la gran influencia del espesor de pasta con el cual en la siguiente sección se predice la resistencia del concreto.

En la siguiente tabla se muestran en resumen los resultados obtenidos, ordenados por serie y edad.

TABLA 5.1. Resistencias experimentales encontradas para las diferentes series de mezclas.

Código	a/cm	EMP	Resistencias encontradas		
			fc7	fc28	fc7/fc28
			Kg/cm2	Kg/cm2	
Serie A	0.40	0.028	325.40	458.30	0.71
	0.35	0.037	394.40	567.20	0.70
	0.30	0.279	402.50	629.40	0.64
	0.25	0.266	448.40	626.60	0.72
	0.20	0.565	425.10	606.80	0.70
	0.15	1.136	554.10	752.00	0.74
Serie B	0.40		280.40	395.30	0.71
	0.35		361.40	517.90	0.70
	0.30	0.058	459.60	640.30	0.72
	0.25	0.098	512.40	698.50	0.73
	0.20	0.393	524.40	736.30	0.71
	0.15	0.956	524.50	737.60	0.71
Serie C	0.40	0.080	372.70	534.80	0.70
	0.35	0.095	425.50	611.60	0.70
	0.30	0.349	545.60	770.00	0.71
	0.25	0.321	501.20	735.90	0.68
	0.20	0.637	659.06	861.60	0.76
	0.15	1.245	702.50	933.40	0.75
Serie D	0.40		439.10	585.00	0.75
	0.35		511.83	680.00	0.75
	0.30	0.025	571.60	780.00	0.73
	0.25	0.077	637.45	854.50	0.75
	0.20	0.418	610.20	790.00	0.77
Serie E	0.40		459.10	600.80	0.76
	0.35		525.61	703.40	0.75
	0.30		592.45	790.70	0.76
	0.25	0.006	664.89	875.40	0.76
	0.20	0.346	625.40	820.30	0.76
Serie F	0.40		498.40	669.50	0.74
	0.35		571.42	773.50	0.74
	0.30	0.103	642.50	835.90	0.77
	0.25	0.140	728.42	932.50	0.78
	0.20	0.506	724.50	905.00	0.80
Serie G	0.25	0.165	570.40	739.50	0.77
	0.25	0.190	615.41	780.20	0.79
	0.25	0.213	641.50	827.40	0.78
	0.25	0.234	620.60	801.50	0.77
	0.25	0.271	713.31	905.50	0.79
Serie H	0.25	0.190	567.20	725.10	0.78
	0.25	0.190	612.20	777.45	0.79
	0.25	0.190	671.24	865.40	0.78
	0.25	0.190	685.23	881.45	0.78
	0.25	0.190	733.00	945.40	0.78

TABLA 5.2. Relaciones promedio entre la resistencia a los 7 y 28 días para las diferentes series de mezclas con cemento Yura tipo IP.

a/mc	A			B			C		
	fc7	fc28	fc7/fc28	fc7	fc28	fc7/fc28	fc7	fc28	fc7/fc28
	Kg/cm2	Kg/cm2		Kg/cm2	Kg/cm2		Kg/cm2	Kg/cm2	
0.40	325.40	458.30	0.71	280.40	395.30	0.71	372.70	534.80	0.70
0.35	394.40	567.20	0.70	361.40	517.90	0.70	425.50	611.60	0.70
0.30	402.50	629.40	0.64	459.60	640.30	0.72	545.60	770.00	0.71
0.25	448.40	626.60	0.72	512.40	698.50	0.73	501.20	735.90	0.68
0.20	425.10	606.80	0.70	524.40	736.30	0.71	659.06	861.60	0.76
0.15	554.10	752.00	0.74	524.50	737.60	0.71	702.50	933.40	0.75
			70%			71%			72%

TABLA 5.3. Relaciones promedio entre la resistencia a los 7 y 28 días para las diferentes series de mezclas con cemento Yura tipo I.

a/mc	D			E			F		
	fc7	fc28	fc7/fc28	fc7	fc28	fc7/fc28	fc7	fc28	fc7/fc28
	Kg/cm2	Kg/cm2		Kg/cm2	Kg/cm2		Kg/cm2	Kg/cm2	
0.40	439.10	585.00	0.75	459.10	600.80	0.76	498.40	669.50	0.74
0.35	511.83	680.00	0.75	525.61	703.40	0.75	571.42	773.50	0.74
0.30	571.60	780.00	0.73	592.45	790.70	0.76	642.50	835.90	0.77
0.25	637.45	854.50	0.75	664.89	875.40	0.76	728.42	932.50	0.78
0.20	610.20	790.00	0.77	625.40	820.30	0.76	724.50	905.00	0.80
			75%			76%			77%

TABLA 5.4. Relaciones promedio entre la resistencia a los 7 y 28 días para las diferentes series G y H elaboradas con diferentes porcentajes de microsílíce.

%MICROSÍLICE	G			H		
	fc7	fc28	fc7/fc28	fc7	fc28	fc7/fc28
	Kg/cm2	Kg/cm2		Kg/cm2	Kg/cm2	
0.00	570.40	739.50	0.77	567.20	725.10	0.78
5.00	615.41	780.20	0.79	612.20	777.45	0.79
10.00	641.50	827.40	0.78	671.24	865.40	0.78
15.00	620.60	801.50	0.77	685.23	881.45	0.78
25.00	713.31	905.50	0.79	733.00	945.40	0.78
			78%			78%

De las tablas anteriores podemos extraer las siguientes conclusiones:

- La relación entre la resistencia a los 28 días y 7 días del concreto, no es totalmente constante, se encontró que para el cemento tipo IP de

Yura, la relación promedio entre la resistencia a los 7 y 28 días es de 0.71, para el cemento tipo I de 0.76.

- La adición de microsílíce también influye en esta relación, se encontró que para el cemento tipo IP con adición de microsílíce, esta relación adopta un valor de 0.72, y para el cemento tipo I de 0.78.

En los siguientes gráficos observamos la diferencia entre los diferentes resultados:

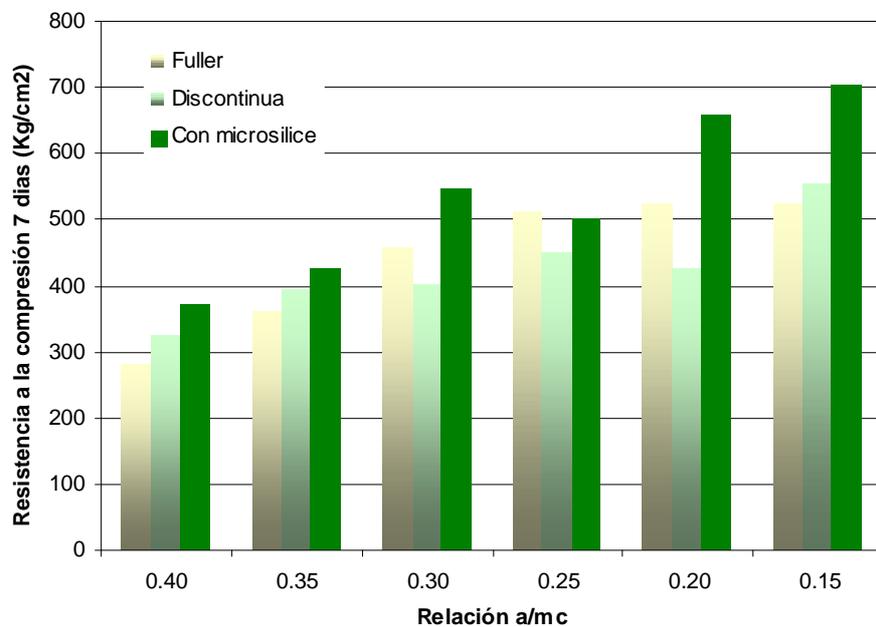


Fig. 5.4. Comparación entre las resistencias a los 7 días de las series con cemento tipo IP.

En la grafica 5.1. y 5.2 se comparan las tres series elaboradas, podemos observar la tendencia de las mezclas con granulometría de Fuller obtener mayor resistencia que las mezclas elaboradas con la granulometría discontinua, esto debido al menor espesor de pasta generado con la granulometría de Fuller, sin embargo la mayor resistencia fue obtenida para las mezclas con la inclusión de 15% de microsílíce con granulometría discontinua.

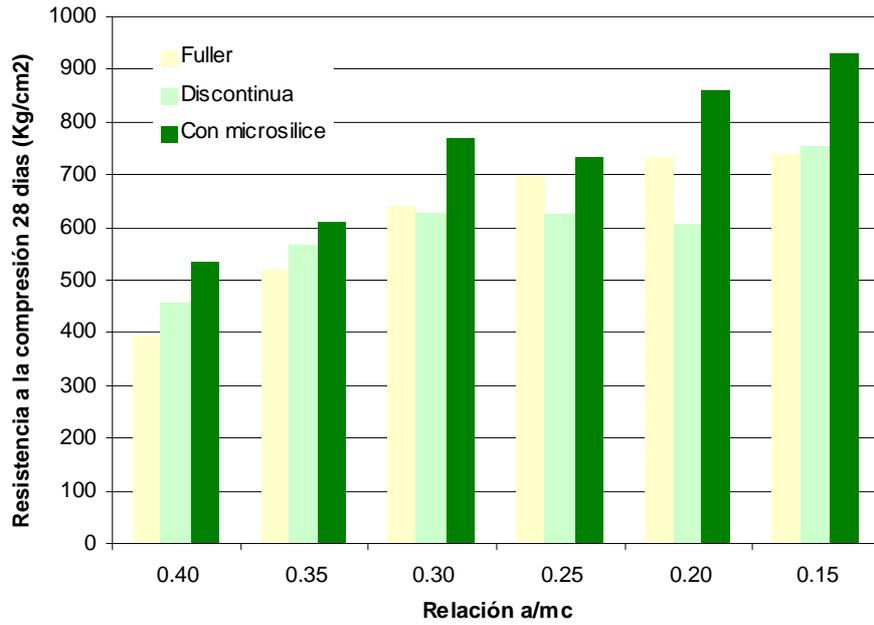


Fig. 5.5. Comparación entre las resistencias a los 28 días de las tres series con cemento tipo IP.

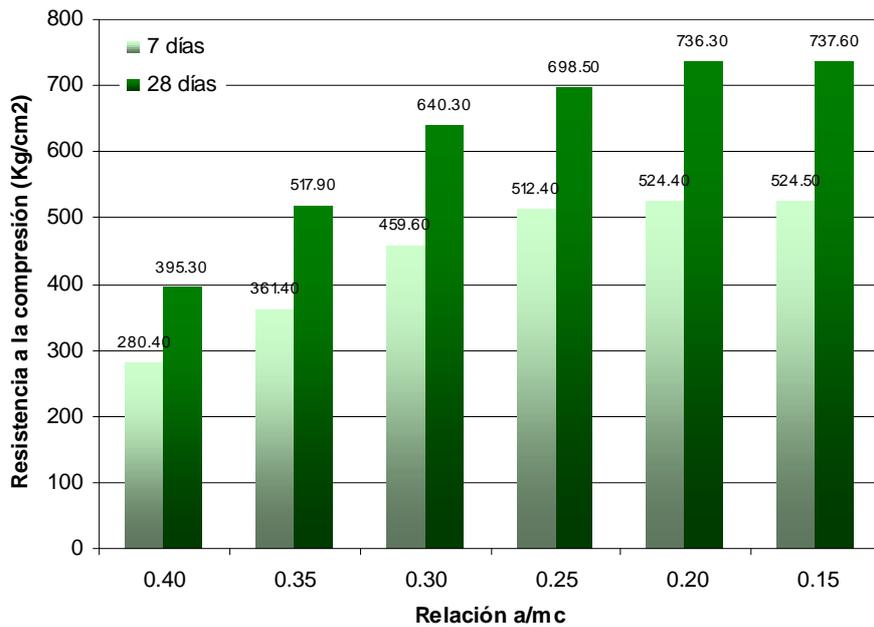


Fig. 5.6. Evolución de la resistencia para la serie B, Granulometría de Fuller con cemento tipo IP.

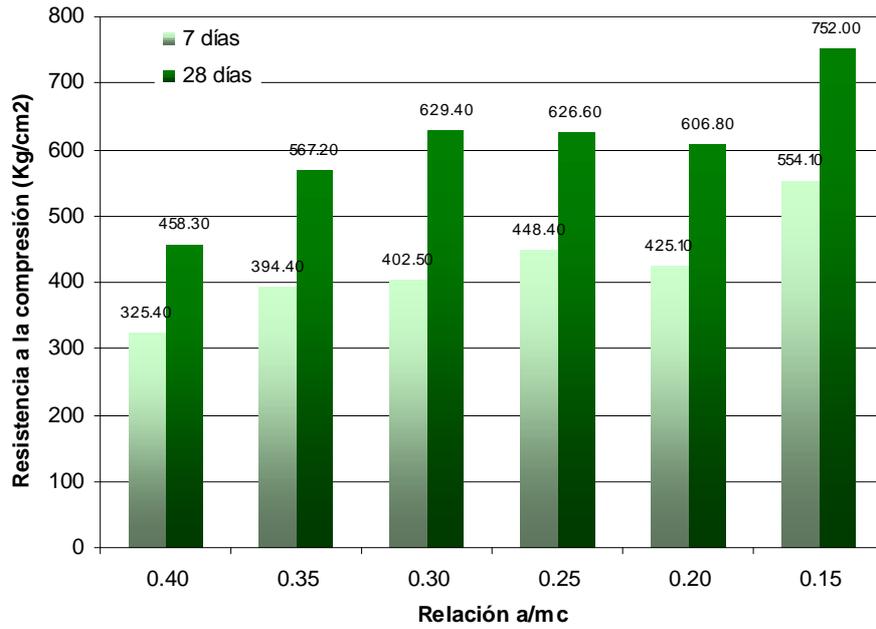


Fig. 5.7. Evolución de la resistencia para la serie A, Granulometría Discontinua con cemento tipo IP.

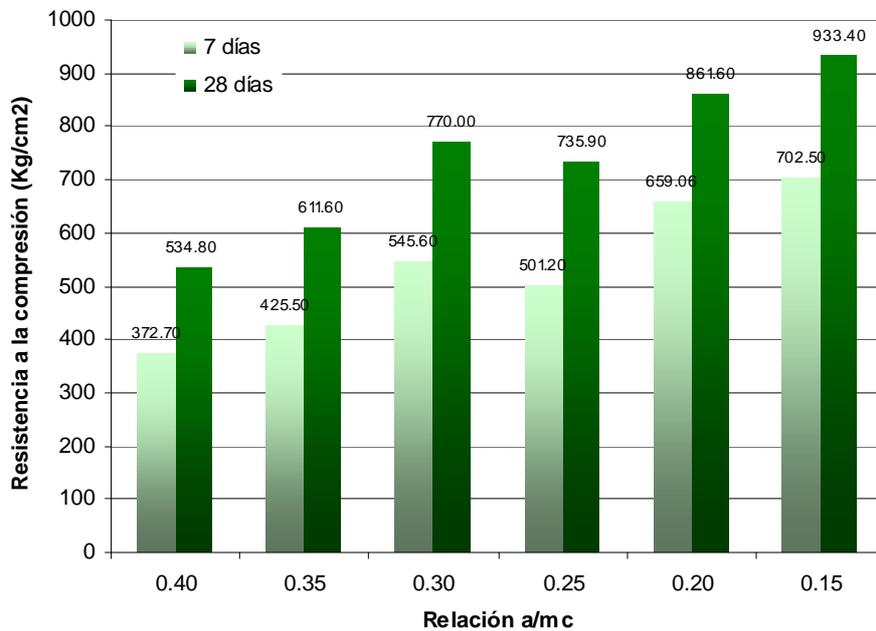


Fig. 5.8. Evolución de la resistencia para la serie C, Granulometría Discontinua + 15% de microsílíce con cemento tipo IP.

En las graficas 5.3, 5.4 y 5.5, se puede observar la evolución de resistencia para las tres primeras series elaboradas con cemento tipo IP, en las graficas se puede observar la tendencia de las mezclas con las menores relaciones agua cemento a desarrollar mas rápidamente la resistencia, este característica aun no es confirmada por investigaciones anteriores depende del tipo de cemento y de la adición química, sin embargo se puede explicar por el muy pequeño espaciamento entre los granos de cemento. Así mismo la tendencia de las mezclas con microsilíce a desarrollar mas rápidamente su resistencia, se debe a la interacción entre los granos de microsilíce y los productos de hidratación del cemento los cuales si bien no se han combinado químicamente todavía, si han conformado una estructura tal que los poros capilares han sido parcialmente llenados por la microsilíce, así mismo la acción en la zona de interfase agregado pasta por parte de la microsilíce evitando la formación de los cristales de hidróxido de calcio tan influyen en esta característica de las mezclas con adición de microsilíce. Además es necesario destacar el comportamiento del cemento IP frente a la inclusión de microsilíce, conteniendo este cemento un porcentaje de 35% de puzolana, la adición de 45% de microsilíce, pudo provocar un exceso de material puzolanico en la mezcla, sin embargo no se observo ningún defecto en estas mezclas tanto en sus propiedades en estado fresco (donde se observo una mejora importante en las propiedades reológicas), como en en las propiedades en estado endurecido donde el incremento de la resistencia ante la adición de la microsilíce es también importante, es de esperarse que siendo la microsilíce un material mas activo que la puzolana, esta se haya combinado mas rápidamente, por lo cual existirá un porcentaje adicional de puzolana que se reaccionara a un mayor plazo, mejorando así las propiedades de resistencia y durabilidad del concreto.

En las graficas siguientes se observa la evolución de resistencias para las serie D, E y F, elaboradas con cemento tipo I, de la misma manera que para la mezclas

elaboradas con cemento tipo IP se muestra la tendencia de las mezclas con mas baja relación agua cemento y con adición de microsílíce a desarrollar resistencias a edades tempranas mayores.

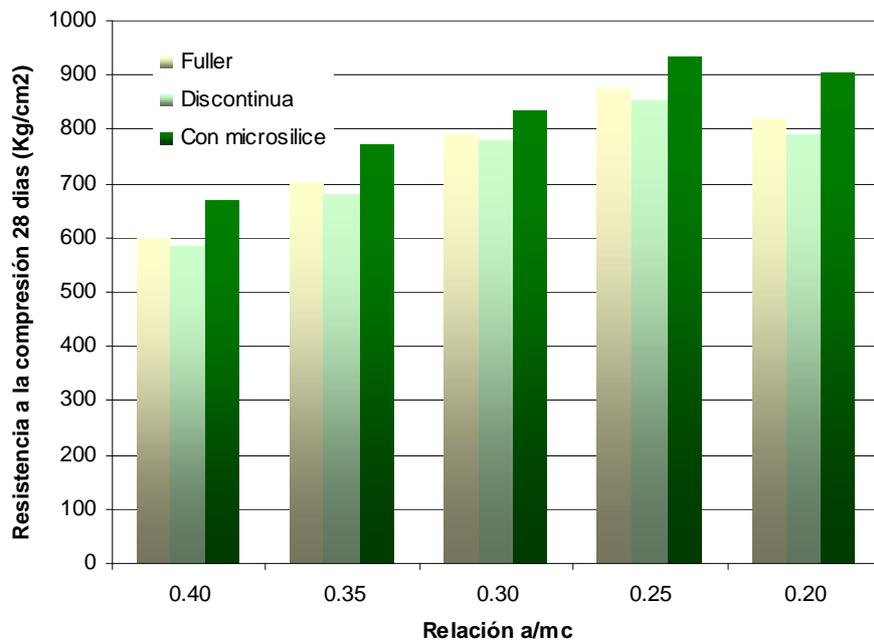


Fig. 5.9. Comparación entre las resistencias a los 28 días de las tres series con cemento tipo I.

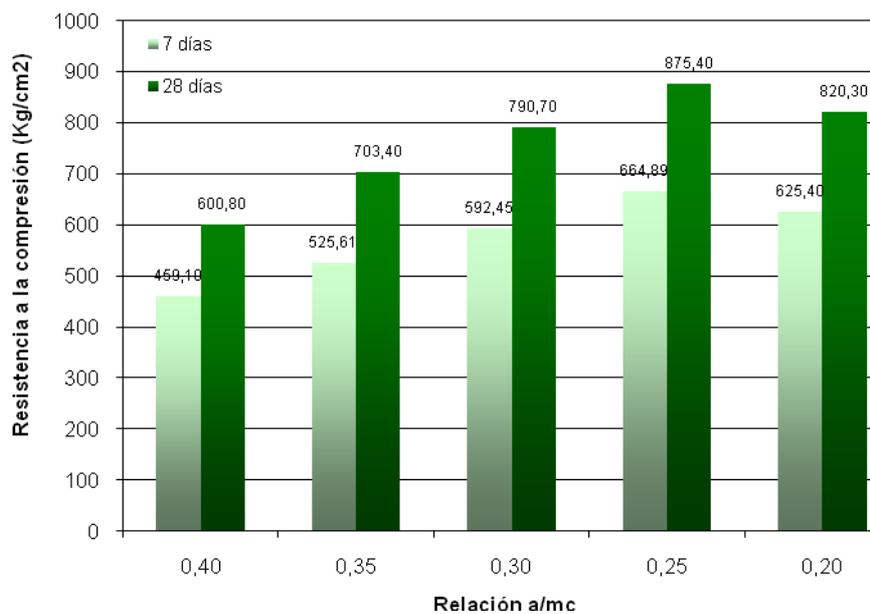


Fig. 5.10. Evolución de la resistencia para la serie E, Granulometría de Fuller con cemento tipo I.

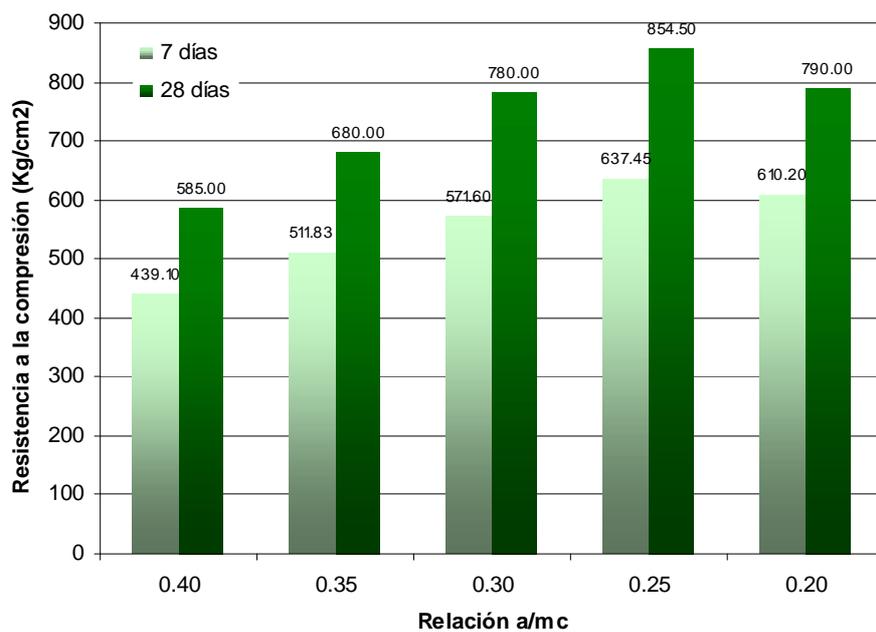


Fig. 5.11. Evolución de la resistencia para la serie D, Granulometría Discontinua con cemento tipo I.

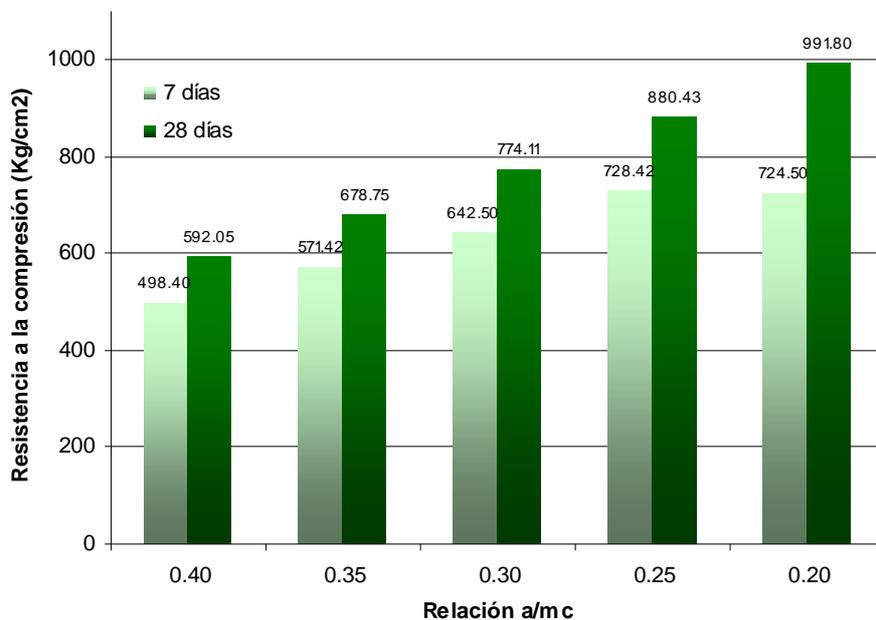


Fig. 5.12. Evolución de la resistencia para la serie C, Granulometría Discontinua + 15% de microsílíce con cemento tipo IP.

Las dos ultimas series G y H fueron para comparar el efecto del espesor de la pasta, se realizo cinco mezclas por serie, en estas se vario el porcentaje de adición de microsílíce, en la serie G se mantuvo constante la masa de materiales cementicios, es decir la suma de la cantidad de cemento y microsílíce fue constante; en la serie H se mantuvo constante el máximo espesor de pasta, con esto se consiguió reducir la cantidad de cemento, a medida que se adicionaba la microsílíce, esto debido al menor peso especifico de la microsílíce, lo que incrementa el volumen de pasta.

Las graficas siguientes muestran los resultados obtenidos.

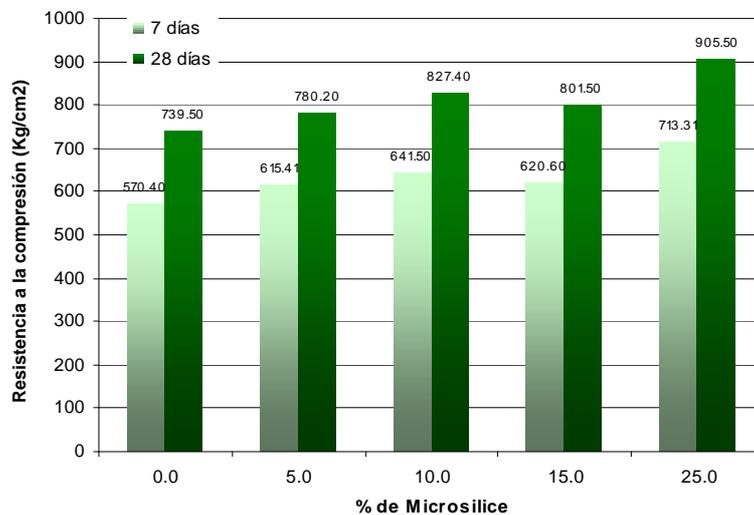


Fig. 5.13. Evolución de la resistencia para la serie con peso de materiales cementicios constante.

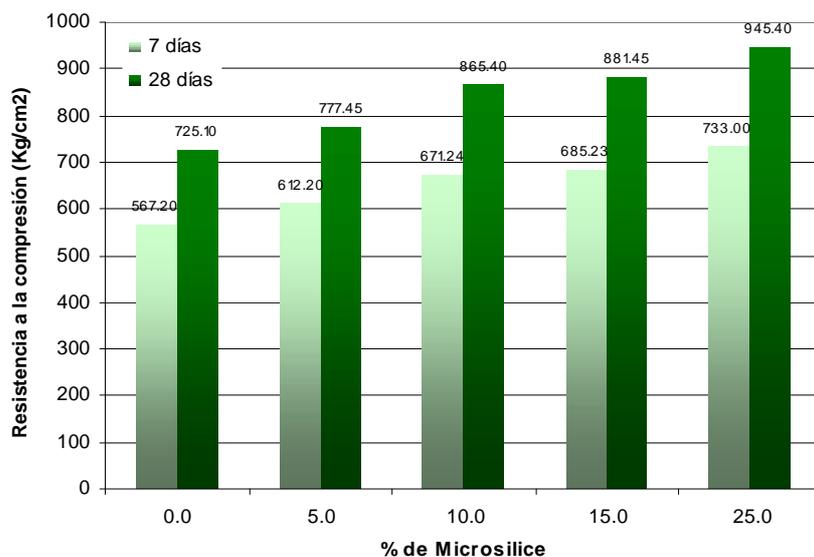


Fig. 5.14. Evolución de la resistencia para la serie con el espesor máximo de pasta constante.

Se comprobó la hipótesis sobre el máximo espesor de pasta, con los resultados de estas dos ultimas series, se encontró que ha menor espesor de pasta mayor es la resistencia a la compresión del concreto, es decir menos cemento mas resistencia; esta ultima afirmación ha sido comprobada para concretos de menor resistencia, sin embargo la reducción del espesor de pasta trae consigo un disminución de la trabajabilidad de la mezcla, sin embargo esta puede ser corregida por la adición de una mayor dosis de aditivo superplastificante.

En las siguientes graficas se realiza la comparación entre las resistencias obtenidas para la serie G y H.

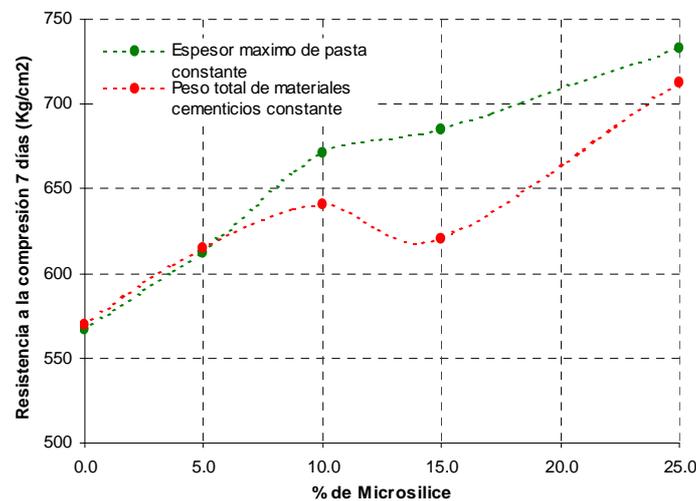


Fig. 5.15. Comparación entre la resistencia a la compresión a los 7 días, entre las series H y G.

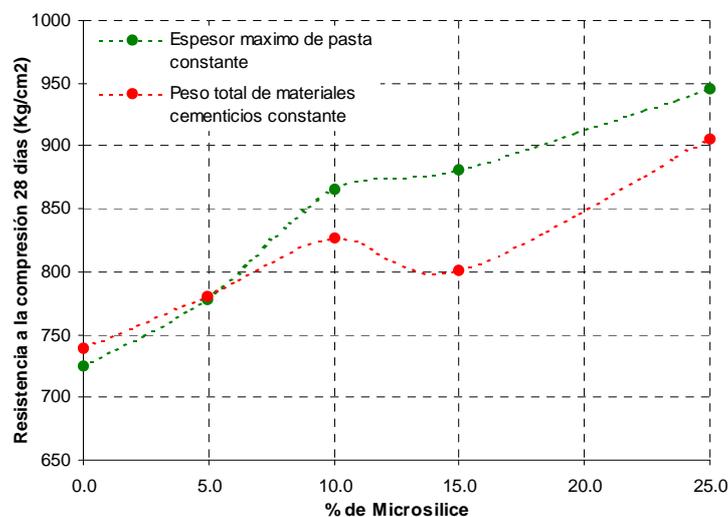


Fig. 5.16. Comparación entre la resistencia a la compresión a los 28 días, entre las series H y G.

### **Predicción de la resistencia del concreto:**

En la presente sección utilizaremos la ecuación generalizada de Feret para predecir la resistencia a la compresión de las mezclas elaboradas, la ecuación 5.4. mostrada a continuación nos servirá para realizar estos cálculos.

La constante  $K_g$ , fue calibrada con las resistencias a los 7 días de las serie G y H por ser estas representativas de la toda las mezclas con cemento I además de variar el contenido de microsílíce, para las mezclas con cemento IP se calibro la constante con la serie A. Se obtuvo las siguientes expresiones lineales para  $K_g$ , en función del contenido de microsílíce:

Para mezclas con cemento tipo IP

$$K_g = 0.14(\%M)+3.84$$

Para mezclas con cemento tipo I

$$K_g = 0.11(\%M)+4.37$$

Se encontró que el valor de la constante  $K_g$ , representa dos parámetros del agregado, como son su resistencia intrínseca y su adherencia con la pasta de cemento, así mismo se encontró que para el caso de esta investigación la adherencia presentaba una relación lineal al porcentaje de adición de microsílíce, las ecuaciones presentadas anteriormente son exclusivas para el uso de la presente investigación, sin embargo solo hace falta un par de mezclas para calibrar la ecuación de Feret, es recomendable usar dos concretos con resistencias muy diferentes.

La resistencia característica  $R_{c28}$  del cemento IP se tomo como 339 Kg/cm<sup>2</sup> y del cemento I como 400 Kg/cm<sup>2</sup> es necesario destacar que la calibración de la constante  $K_g$  también asume los posibles errores en la resistencia característica del cemento.

$$f_c = K_g R_{c28} \left( \frac{v_c}{v_c + v_w + v_a} \right)^2 EMP^{-0.13}$$

donde:

$K_g$  = Parámetro dependiente del tipo de agregado.

$R_{C28}$  = Resistencia del mortero de cemento normalizada a 28 días.

$EMP$  = Espesor máximo de pasta.

El espesor de máximo de pasta fue calculado con la ecuación 3.73, descrita en el capítulo III.

$$EMP = D_{\max} \left( \sqrt[3]{\frac{g^*}{g} - 1} \right)$$

donde:

$D_{\max}$  = Tamaño máximo del agregado

$g^*$  = Compacidad de la mezcla de solo agregados.

$g$  = Compacidad de los agregados en la mezcla de concreto.

Se encontró mezclas con espesores máximos de pasta negativos, esto indicaría que no existe la suficiente cantidad de pasta para llenar los vacíos entre los agregados sin embargo durante la elaboración de dichas mezclas, esta hipótesis se descarto, dado que las mezclas presentaron movilidad, por lo cual podemos decir que si bien el valor del espesor máximo de pasta nos brinda una buena aproximación a la cantidad de pasta que debe tener nuestro concreto, la ecuación presenta una imposible incongruencia dado la simple hipótesis de la que proviene.

En la siguiente tabla se muestran los valores reales y los valores calculados por la ecuación 5.4.

TABLA 5.5. Resistencias experimentales y resistencias calculadas para las diferentes series

Código	Resistencias encontradas			Resistencias calculadas		fc7/fcc 7	fcc28/fcc28	%error 7d	% error 28d
	fc7	fc28	fc7/fc28	fcc7	fcc28				
	reales	reales		calculada	calculada				
Serie A	325.40	458.30	0.71	368.71	519.31	0.88	0.883	13.31%	13.31%
	394.40	567.20	0.70	403.41	568.18	0.978	0.998	2.28%	0.17%
	402.50	629.40	0.64	364.71	513.68	1.104	1.225	9.39%	18.39%
	448.40	626.60	0.72	434.15	611.48	1.033	1.025	3.18%	2.41%
	425.10	606.80	0.70	475.75	670.07	0.894	0.906	11.91%	10.43%
	554.10	752.00	0.74	536.94	756.25	1.032	0.994	3.10%	0.57%
Serie B	280.40	395.30	0.71						
	361.40	517.90	0.70						
	459.60	640.30	0.72	446.88	629.41	1.028	1.017	2.77%	1.70%
	512.40	698.50	0.73	494.56	696.56	1.036	1.003	3.48%	0.28%
	524.40	736.30	0.71	498.77	702.49	1.051	1.048	4.89%	4.59%
Serie C	372.70	534.80	0.70	412.73	573.24	0.903	0.933	10.74%	7.19%
	425.50	611.60	0.70	472.91	656.82	0.900	0.931	11.14%	7.39%
	545.60	770.00	0.71	472.91	656.82	1.154	1.172	13.32%	14.70%
	501.20	735.90	0.68	572.56	795.22	0.875	0.925	14.24%	8.06%
	659.06	861.60	0.76	642.52	892.39	1.026	0.965	2.51%	3.57%
	702.50	933.40	0.75	741.56	1029.94	0.947	0.906	5.56%	10.34%
Serie D	439.10	585.00	0.75						
	511.83	680.00	0.75						
	571.60	780.00	0.73	625.55	823.09	0.914	0.948	9.44%	5.52%
	637.45	854.50	0.75	647.62	852.13	0.984	1.003	1.60%	0.28%
Serie E	610.20	790.00	0.77	635.65	836.38	0.960	0.945	4.17%	5.87%
	459.10	600.80	0.76						
	525.61	703.40	0.75						
	592.45	790.70	0.75						
	664.89	875.40	0.76						
Serie F	625.40	820.30	0.76	651.57	857.33	0.960	0.957	4.18%	4.51%
	498.40	669.50	0.74						
	571.42	773.50	0.74						
	642.50	835.90	0.77	614.27	787.53	1.046	1.061	4.39%	5.79%
Serie G	728.42	932.50	0.78	713.40	914.62	1.021	1.020	2.06%	1.92%
	724.50	905.00	0.80	754.77	967.65	0.960	0.935	4.18%	6.92%
	570.40	739.50	0.77	592.23	759.27	0.963	0.974	3.83%	2.67%
	615.41	780.20	0.79	624.62	800.79	0.985	0.974	1.50%	2.64%
	641.50	827.40	0.78	653.47	837.78	0.982	0.988	1.87%	1.25%
Serie H	620.60	801.50	0.77	679.13	870.68	0.914	0.921	9.43%	8.63%
	713.31	905.50	0.79	722.03	925.68	0.988	0.978	1.22%	2.23%
	567.20	725.10	0.78	583.06	747.51	0.973	0.970	2.80%	3.09%
	612.20	777.45	0.79	624.76	800.97	0.980	0.971	2.05%	3.03%
	671.24	865.40	0.78	661.73	848.37	1.014	1.020	1.42%	1.97%
	685.23	881.45	0.78	694.17	889.96	0.987	0.990	1.30%	0.97%
	733.00	945.40	0.78	749.39	960.76	0.978	0.984	2.24%	1.62%
<b>Promedio</b>						0.982	0.986	5.28%	5.06%
<b>Desviación Estandar</b>						0.062	0.069	4.1%	4.4%

El error promedio encontrado para la predicción de la resistencia a los 7 y 28 días es 5.28 y 5.06% respectivamente, se estima que estos valores son aceptable pues equivales a un promedio de 35 Kg/cm<sup>2</sup>, promedio que aun los conocidos métodos de diseño de mezclas de concretos convencionales consideran aceptable, sin embargo debemos mencionar que por el modo de falla súbita de los concretos de alta resistencia se producen errores en su medición dado a la fallas locales producidas por una inadecuada distribución de los esfuerzos de compresión sobre la probeta; por lo cual la aproximación de la ecuación se puede mejorar.

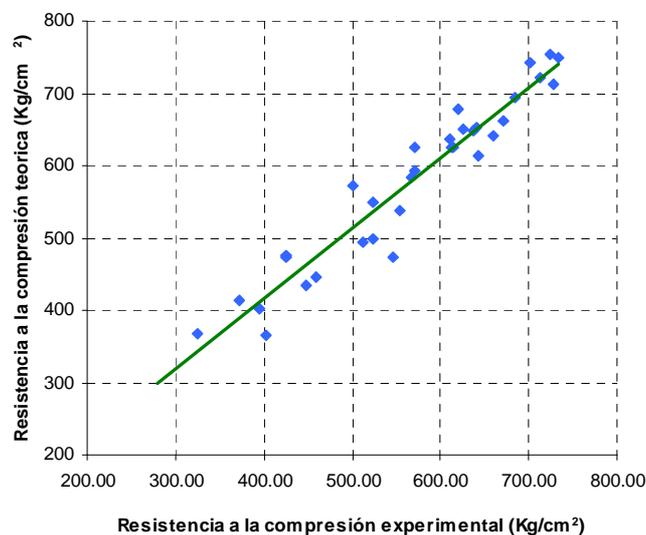


Fig. 5.17. Resistencia a la compresión experimental a los 7 días vs resistencia a la compresión calculada con la formula de Feret.

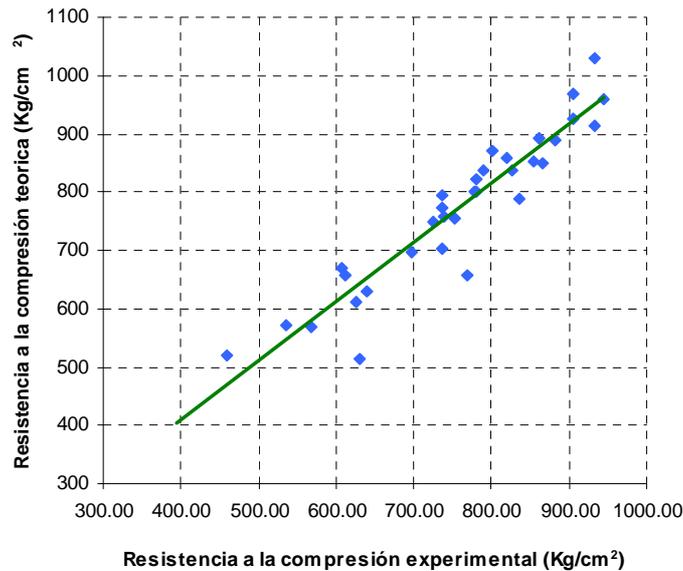


Fig. 5.18. Resistencia a la compresión experimental a los 28 días vs resistencia a la compresión calculada con la formula de Feret.

### RESISTENCIA A LA TRACCION:

La resistencia a la tracción de los concretos de alto desempeño con características de alta resistencia se pueden determinar por la prueba de flexión o la prueba de compresión diametral. Los resultados de ambas indican que los factores que las relacionan con la resistencia a la compresión tienden a incrementarse para altas resistencias del concreto.

En el capítulo VI se presentan algunas expresiones dadas para encontrar la resistencia a la tracción en función de la resistencia a la compresión dadas por algunas códigos de diseño.

Dejar ha estudiado la interrelación entre la resistencia a la tracción indirecta y la resistencia a la compresión del concreto con resistencias superiores a 840 Kg/cm<sup>2</sup>, como conclusión ha determinado que para bajas resistencias a la tracción indirecta puede ser tan alta como el 105 de la resistencia en compresión, pero que en altas resistencias puede reducirse al 5%.

Adicionalmente ha encontrado que la resistencia a la tensión indirecta fue cerca del 70% de la resistencia a la flexión.

Los resultados de la resistencia a la tracción obtenidos en el ensayo se muestran en la siguiente tabla:

TABLA 5.6. Resistencias a la tracción obtenida por tracción diametral

Código	% de microsílíce	Resistencia a la tracción Kg/cm <sup>2</sup>
Serie G	0	32.53
	5	33.68
	10	35.03
	15	34.69
	25	37.17
Serie H	0	32.47
	5	34.44
	10	36.05
	15	36.73
	25	38.10

Los resultados muestran un incremento de la resistencia a la tracción a medida que se incrementa la adición de microsílíce, sin embargo el incremento no es significativo.

## **PROPIEDADES RELACIONADAS CON LA DURABILIDAD DEL CONCRETO:**

Según el comité 201 del ACI, la durabilidad del concreto se define como su resistencia a la acción del clima, a los ataques químicos, a la abrasión o cualquier otro proceso de deterioro. De tal manera que un concreto durable debe mantener su forma original, su calidad y sus propiedades de servicio al estar expuesto a su medio ambiente. Por lo tanto, la durabilidad depende del ambiente al que se exponga el concreto o de causas internas del concreto mismo.

Las causas externas pueden ser físicas, químicas o mecánicas: se pueden deber al intemperismo, a las temperaturas extremas, a la abrasión, a la acción electrolítica y al ataque de líquidos o gases naturales o industriales. La extensión del daño producido por dichos agentes dependerá en gran parte de la calidad del concreto, aunque en condiciones extremas cualquier concreto se deteriora con el tiempo.

Las causas internas son las reacciones álcali-agregado, los cambios de volumen por diferencias en las propiedades térmicas del agregado y la pasta de cemento y, la permeabilidad del concreto. Esta última determina en gran medida la vulnerabilidad del concreto a los factores extremos, de tal manera que, para ser durable, el concreto tiene que ser relativamente impermeable.

Raras veces ocurre que el deterioro del concreto se deba a una sola causa; el concreto suele ser satisfactorio a pesar de presentar ciertas características indeseables, pero, si se observa un factor adverso adicional, ocurrirá un daño. Por esta razón, en ocasiones es difícil determinar qué factor en particular está causando el problema, pero la calidad del concreto, en general, sobre todo en lo que se refiere a la permeabilidad juega un papel importante, en la figura 5.19. podemos ver un ejemplo de los diferentes tipos de deterioro al que puede ser sometido un concreto, en la figura se muestra un espécimen de concreto expuesto a la acción de un medioambiente marino, el concreto en este caso es sometido a varios tipos de ataque.

Equivocadamente se ha tenido la percepción de que existe una relación directa entre la resistencia del concreto y su durabilidad, se ha encontrado que en muchos casos concretos de alta resistencia han mostrado un adecuado comportamiento ante el ataque de agentes de deterioro, estos concretos han sido elaborados con materiales convenientes y manejados con una buena practica constructiva, sin embargo muchas estructuras construidas con concretos de alta resistencia han mostrado un deterioro mucho antes de cumplir su vida útil esperada.

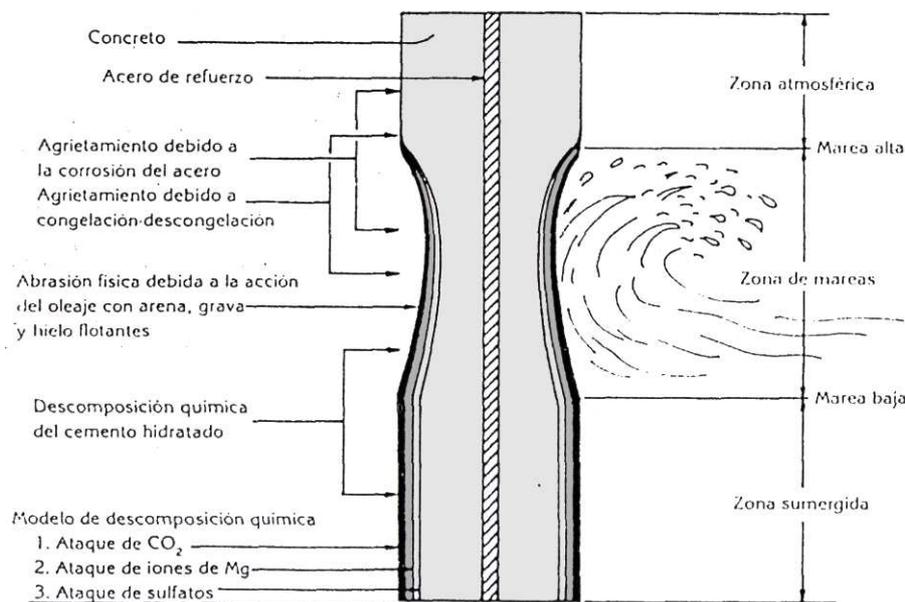


Fig. 5.19. Representación del deterioro de un espécimen de concreto expuesto en un medioambiente marino.

### CLASIFICACION DE CAUSAS DE DETERIORO DEL CONCRETO.-

Metha y Gerwick agruparon las causas físicas por las cuales el concreto sufría deterioro en dos categorías principales: la primera por pérdida de masa por abrasión, erosión, y cavicación; y la segunda por agrietamiento por cambios de temperatura y gradientes de humedad, presiones por cristalización de sales en los poros, carga estructural y exposición a temperaturas extremas como el hielo y el fuego. En la siguiente grafica se detalla esta clasificación:

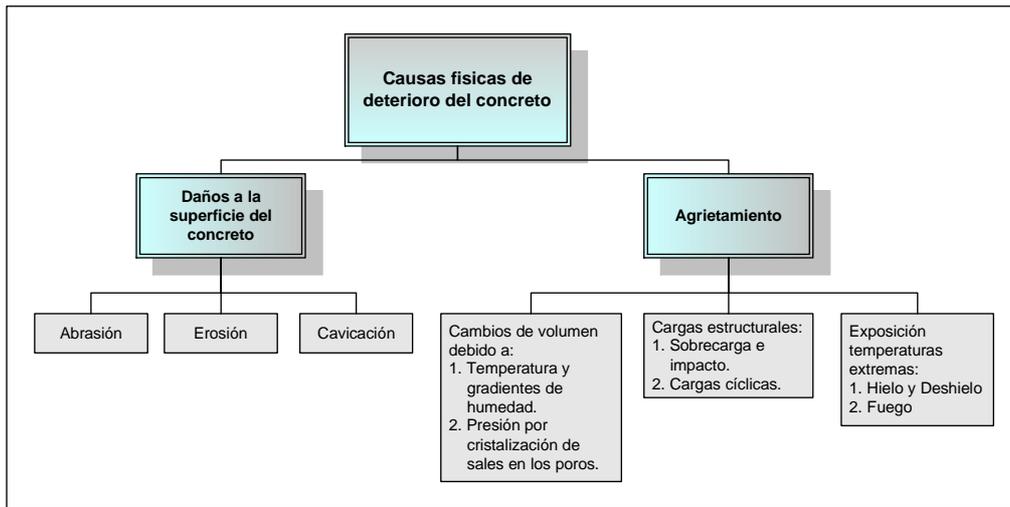


Fig. 5.20. Causas físicas de deterioro del concreto.

Similarmente, Metha y Gerwick agrupan las causas químicas de deterioro dentro de tres categorías: Hidrólisis de la pasta de los componentes de la pasta de cemento por agua; Reacción de intercambio de cationes entre fluidos y la pasta de cemento, Reacciones con consecuencia de formación de productos expansivos, como la expansión por sulfatos, reacción álcali-agregado, corrosión del acero de refuerzo y carbonatación.

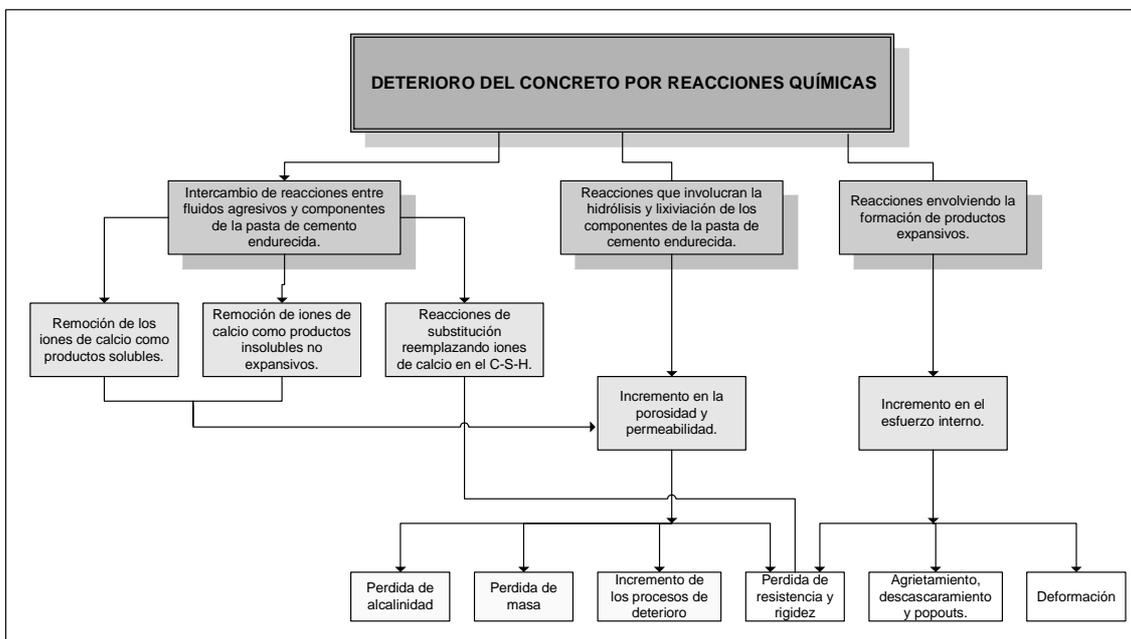


Fig. 5.21. Tipos de reacciones químicas responsables del deterioro del concreto.

Adicionalmente existen otros factores que causan deterioro en el concreto como ataque de sales de magnesio, agresión de grasas orgánicas, entre otros, sin embargo su ocurrencia es casi nula.

## **PERMEABILIDAD DEL CONCRETO:**

La permeabilidad del concreto, como la de cualquier material, consiste en que éste pueda ser atravesado por un fluido (agua, aire, vapor de agua) a causa de una diferencia de presión entre las dos superficies opuestas del material.

La permeabilidad del concreto es importante con relación al hermetismo de las estructuras para retener líquidos y otras estructuras, así como en lo que se refiere a la presión hidrostática en las presas. Además, la entrada de humedad al concreto afecta sus propiedades de aislamiento térmico.

Cabe señalar que el movimiento de agua a través de un espesor de concreto no sólo puede ser causado por la carga misma del agua sino también por humedad diferencial en ambos lados del concreto, o bien por presión osmótica.

La permeabilidad del concreto no es una simple función de su porosidad, sino que depende también del tamaño, distribución y continuidad de los poros. Así pues, aunque el gel de cemento tiene una porosidad del 28%, su permeabilidad es sólo del orden de  $7 \times 10^{16}$  m/s. Esto se debe a la estructura extremadamente fina de la pasta de cemento endurecida; los poros y las estructuras sólidas son muy pequeñas y numerosas, mientras que en las rocas, aunque en menor número, los poros son mucho más grandes y producen mayor permeabilidad. Por la misma razón, el agua puede fluir con más facilidad por los poros capilares que por los poros mucho más pequeños del gel de cemento; la pasta de cemento, como un todo es de 20 a 100 veces más permeable que el propio gel. De aquí que la porosidad capilar controle la permeabilidad de la pasta de cemento.

La permeabilidad de la pasta de cemento varía conforme progresa la hidratación. En una pasta fresca, el flujo de agua está controlado por las dimensiones, forma y concentración de los granos originales de cemento. Conforme avanza la hidratación, la permeabilidad disminuye rápidamente

debido a que el volumen bruto del gel. En términos generales, es posible decir que mientras mayor sea la resistencia de una pasta, menor será su permeabilidad lo cual es obvio puesto que la resistencia es una función del volumen relativo del gel dentro del espacio disponible para él.

La diferencia entre la permeabilidad de la pasta de cemento y la del concreto que contenga una pasta con la misma relación agua/cemento debe tomarse en cuenta, ya que la misma permeabilidad de los agregados afecta el comportamiento del concreto. Si el agregado tiene una permeabilidad más baja, su presencia reduce el área efectiva sobre la que puede haber flujo. Además, puesto que la trayectoria del flujo tiene que rodear las partículas de agregados, el trayecto efectivo se hace considerablemente más largo, de tal manera que el efecto ejercido por el agregado puede ser importante. Sin embargo, la influencia del contenido de agregado en la mezcla suele ser poca y, ya que las partículas están envueltas en cemento y en concreto totalmente compactado, es la permeabilidad de la pasta de cemento la que afecta en mayor medida la permeabilidad.

#### **Permeabilidad al aire medida con el método Torrent.-**

Mucho se ha discutido acerca de la permeabilidad del concreto en su totalidad, sin embargo muchos investigadores coinciden que el desempeño del concreto ante la acción de los diferentes agentes de deterioro depende básicamente de la calidad de la capa superficial la cual es relativamente delgada (20-50 mm, esta capa debe proteger a las armaduras contra la corrosión inducida por la carbonatación o por ingreso de cloruros, es también la más afectada por ataques químicos, congelación, etc. Lamentablemente, por ser la zona de más difícil compactación o por recibir las tareas de acabado y por ser la más expuesta a las consecuencias de mal hábito de no curar las estructuras, esta vital capa superficial suele ser la de peor calidad en el elemento estructural.

Actualmente, los criterios de aceptación del concreto endurecido se basan, casi exclusivamente, en resultados de ensayos de probetas moldeadas,

especialmente la resistencia a compresión. Está claro que esos resultados nunca pueden representar la calidad de la capa superficial, porque evalúan el comportamiento global de las probetas las cuales, además, se preparan y curan de una manera totalmente diferente de las condiciones reales en la estructura. Así, la calidad real de esa capa vital es ignorada lo que explica, al menos parcialmente, el desempeño satisfactorio de muchas estructuras, desde el punto de vista de su durabilidad. La noción del concreto de recubrimiento, que posee composición y propiedades diferentes a las del que se encuentra en el núcleo de las estructuras es relativamente nueva aunque ya ha sido incorporada en algunos códigos europeos como el CEB-FIP, que en su versión de 1990 dice lo siguiente:

*“No existe un método de aceptación general para caracterizar la estructura de poros del concreto y relacionarla con su durabilidad. Sin embargo, diversas investigaciones han indicado que la permeabilidad del concreto, al aire o al agua, es una excelente medida de su resistencia al ingreso de medios agresivos en el estado gaseoso o líquido y así constituye una medida de la durabilidad potencial de un concreto dado.”*

*“Actualmente no existe métodos de aceptación general para determinación rápida de la permeabilidad del concreto ni de valores límites de su permeabilidad del concreto expuesto a diversas condiciones ambientales. Sin embargo, es probable que se disponga de tales métodos en el futuro, lo que permitirá clasificar al concreto en base a su permeabilidad. Entonces podrán postularse requisitos para la permeabilidad del concreto; ellos dependerán de las exposición a que esta sometida la estructura.”*

La calidad del recubrimiento es el resultado, por un lado, de la dosificación de la mezcla elegida y, por el otro, del cuidado con el que el concreto ha sido procesado (colocado, compactado, acabado, curado, etc.).

El método Torrent tiene la ventaja de poder ser aplicado tanto en obra como en laboratorio lo que nos brinda una perspectiva mas clara de la calidad real del

concreto en servicio, y es uno de los pocos que caracteriza exclusivamente su medición a la capa de recubrimiento, además de ser no destructivo.

### Descripción del método

#### ▪ Descripción del aparato y su operación

La disposición del instrumental del aparato se esquematiza en la Figura 5.22. Sus dos características distintivas son:

- Una celda con doble cámara, basada en el principio del anillo de guarda. Consistente en una cámara interna **i** y una cámara externa **e**.
- Un regulador de presión a membrana, cuya función es mantener a ambas cámaras siempre a la misma presión ( $P_i = P_e$ ).

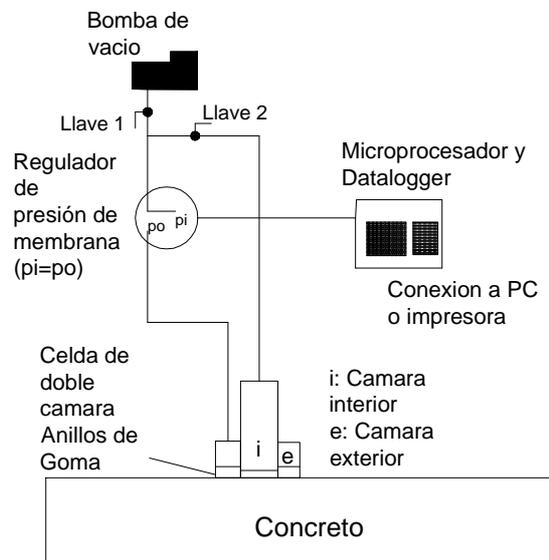


Fig. 5.22. Esquema del equipo necesario para el ensayo de permeabilidad al aire.



Fig. 5.23. Imagen del equipo Torrent.

La operación del aparato es como sigue: con las llaves 1 y 2 abiertas, se crea vacío en ambas cámaras mediante la bomba. Luego de 1 minuto de crear vacío se cierra la llave 2, momento a partir del cual la bomba sólo puede actuar (cuando se lo permite el regulador) sobre la cámara externa, de manera que equilibra, en todo momento, la presión en ambas cámaras. De este modo, todo exceso de aire que ingrese lateralmente en la cámara externa será evacuado. Así se logra que el flujo de aire hacia la cámara central sea básicamente unidireccional y no afectado por el ingreso de aire, sea por un deficiente sellado de la cámara externa o a través de la más permeable "piel" superficial (ver Figura 5.24).

La evolución de la presión  $P_i$  se mide con un sensor de presión comandado por un microprocesador que tiene integrado un cronómetro. El microprocesador almacena la información y efectúa los cálculos para mostrar automáticamente, al final del ensayo, el valor del coeficiente de permeabilidad al aire  $kT$  ( $m^2$ ). El fin del ensayo acontece cuando la elevación de la presión en la cámara interna  $P_i$ , alcanza 20 mbar o, en el caso de concretos muy impermeables cuando han transcurrido 12 minutos desde el comienzo del ensayo. Así, dependiendo de la permeabilidad del concreto, el ensayo puede durar de 2 a 12 minutos. El microprocesador es capaz de almacenar los datos de unos 150 ensayos, y la información almacenada puede ser impresa o transferida a una PC para su posterior análisis.

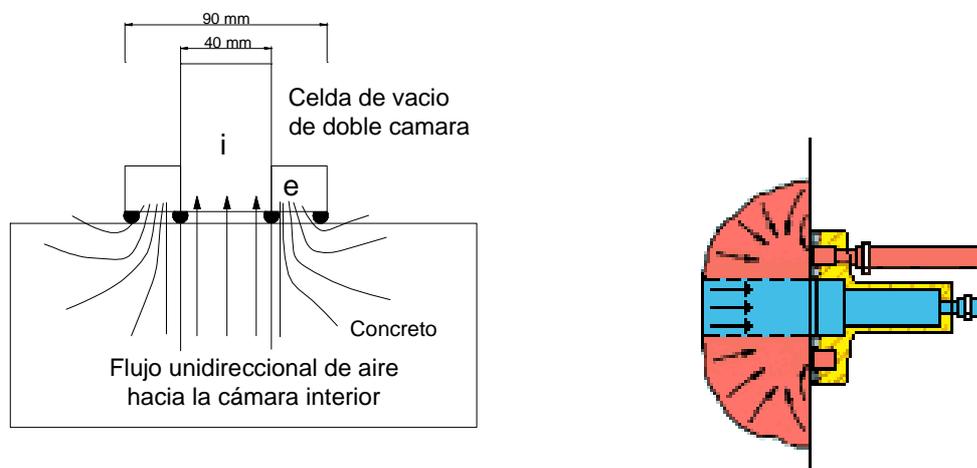


Fig. 5.24. Detalle del flujo de aire hacia la celda.

La función de la llave 1 es restablecer el sistema para un nuevo ensayo, llenándolo con aire a la presión atmosférica.

### **Cálculo del coeficiente de permeabilidad**

La evolución de la presión en la cámara interna presenta una forma como se indica en la Figura 5.22, para tres calidades de recubrimiento. En ella pueden distinguirse dos etapas:

- a) Etapa de bombeo, entre 0 y  $t_0 = 60$  s, caracterizada por una reducción de la presión  $P'$  desde  $P_a$  hasta un valor menor de 50 mbar. Esta etapa finaliza al cerrarse la llave 2.

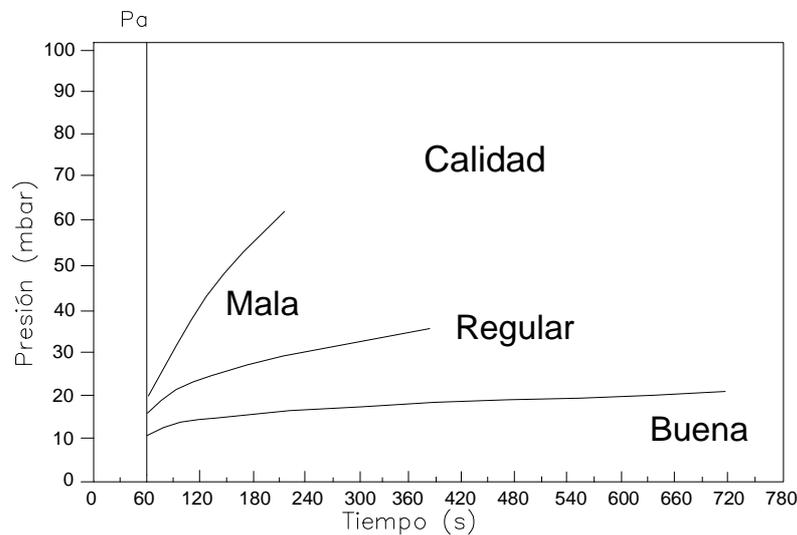


Fig. 5.24. Evaluación de la presión en la cámara interna, según la calidad del concreto.

- b) Etapa de llenado, a partir de  $t_0$ , caracteriza por un incremento en  $P$  debido al aire que fluye a través del recubrimiento y que entra en la cámara interna. El aumento de presión será más rápido cuanto más permeable sea el recubrimiento ensayado. El ensayo termina cuando el incremento de presión alcanza unos 20 mbar o cuando hayan transcurrido 12 min. (720 s) desde el comienzo del ensayo.

Dado que en este método la geometría del problema está bien definida, mediante un modelo teórico es posible calcular el coeficiente de permeabilidad. La clave del cálculo es la determinación del único elemento no definido directamente por el ensayo: la profundidad afectada ( $L$ ), en la cual, todavía, los

poros están a la presión atmosférica. El coeficiente de permeabilidad al aire viene calculado como:

$$kT = \left(\frac{V_c}{A}\right)^2 \frac{\mu}{2\varepsilon P_a} \left[ \frac{\ln\left(\frac{P_a + P}{P_a - P} \cdot \frac{P_a - P_o}{P_a + P_o}\right)}{\sqrt{t} - \sqrt{t_o}} \right]^2 \quad (5.5.)$$

Donde:

$kT$  = coeficiente de permeabilidad al aire ( $m^2$ )

$\mu$  = Viscosidad dinámica del aire ( $N \cdot s/m^2$ )

$V_c$  = Capacidad de la cámara central más los elementos auxiliares en los que penetra el aire durante la etapa de llenado ( $m^3$ )

$\varepsilon$  = porosidad vacía del hormigón ( $m^3/m^3$ )

$A_c$  = sección del cilindro por el que el aire fluye dentro de la cámara central ( $m^2$ )

$P_a$  = presión atmosférica ( $N/m^2$ )

$T$  = tiempo (s)

$P$  = presión en la cámara central en el instante  $t$  ( $N/m^2$ )

$P_o$  = presión en la cámara central en el instante  $t_o = 60$  s ( $N/m^2$ )

El conocimiento de  $kT$  permite estimar la profundidad  $L$  del concreto afectada por el

ensayo, mediante:

$$L = \sqrt{\frac{2 \cdot kT \cdot P_a}{\varepsilon \mu}} \sqrt{t} \quad (5.6.)$$

donde:

$L$  = es la distancia (m) desde la superficie de concreto a la cual los poros se encuentran aún a la presión atmosférica original y su valores también mostrado en la pantalla del microprocesador al final del ensayo.

## Clasificación de la calidad del recubrimiento

En base a numerosos resultados obtenidos con el método, tanto en el laboratorio como en obra los investigadores creadores del equipo proponen una clasificación de la calidad del recubrimiento en función de su permeabilidad al aire, medida a una edad de 1 a 3 meses, como se muestra en la siguiente tabla:

TABLA 5.7. Calidad de las clases de superficies de concreto

Calidad	Índice	$K_T$ ( $\times 10^{-16} \text{ m}^2$ )
Muy mala	5	> 10
Mala	4	1.0 – 10
Normal	3	0.1 – 1.0
Buena	2	0.01 – 0.1
Muy buena	1	< 0.01

La Clase 1 corresponde a Concretos de alta resistencia (>60 MPa), bien compactados y curados, en tanto que la clase 5 corresponde a concretos de baja resistencia (> 15 MPa) mal curados.

Los límites indicados corresponden al caso en el cual se efectúa la medición sobre concreto relativamente seco. Puede suponerse que después de un semana, o preferentemente de no haber estado en contacto con agua (curado, lluvia, salpicaduras) el recubrimiento estará en condición suficientemente seca, como para efectuar el ensayo de permeabilidad al aire el caso contrario, el mismo debe complementarse con uno de resistividad eléctrica para compensarse con la influencia de la humedad sobre la permeabilidad. En este último caso se establece la clase a la que pertenece un recubrimiento mediante el uso del nomograma mostrado en la figura 5.23.

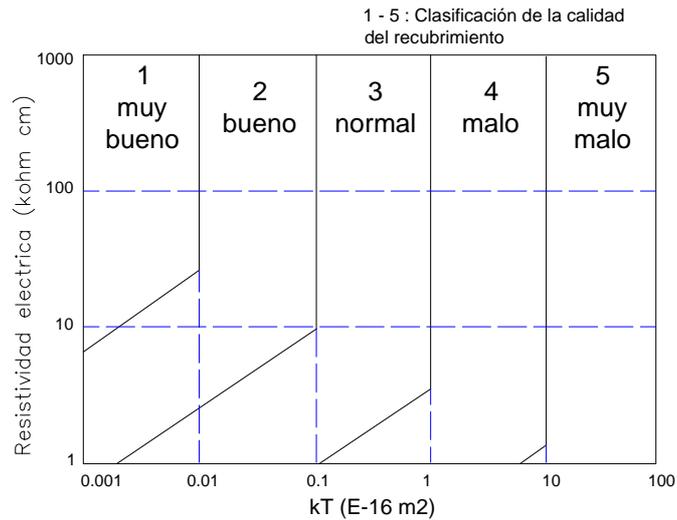


Fig. 5.25. Nomograma para clasificar el Recubrimiento en base a la Permeabilidad al Aire y la Resistividad Eléctrica.



Fig. 5.26. Ensayo de permeabilidad y resistividad eléctrica con el equipo Torrent.

### Ventajas del método Torrent

El método Torrent para medir la permeabilidad al aire es una nueva técnica para la evaluación "in situ" esta técnica resulta superior a las existentes, gracias a las siguientes ventajas:

- Es absolutamente no destructiva.
- Es rápida (2 a 12 min. por determinación), precisa y repetible.
- No queda afectada por el ingreso espúreo de aire, sea por insuficiente estanquidad de la celda o por corto-circuito a lo largo de la "piel" superficial más permeable.

- El flujo de aire es básicamente unidireccional y perpendicular a la superficie expuesta, o sea en la misma dirección, aunque en sentido inverso que el transporte real de fluidos agresivos dentro del concreto.
- Los resultados obtenidos con el nuevo método indican, no sólo una excelente correlación, sino también una muy buena aproximación al coeficiente de permeabilidad al oxígeno, medido por el método del Cembureau.
- En caso donde las mediciones deben efectuarse sobre concreto que no esta suficientemente seco, el ensayo de permeabilidad al aire puede ser complementado por el de resistividad eléctrica.
- Este método puede constituir un paso importante para la aplicación practica de los conceptos expresados en los códigos europeos y americanos, o sea la especificación de la permeabilidad del recubrimiento para distintos grados de exposición y el control en obra de su cumplimiento.

### **Permeabilidad encontrada con el método Torrent para concretos con adición de microsílíce.-**

Se elaboraron especimenes de concreto de alto desempeño, en los cuales se mantuvo constante la relación agua/materiales cementicios, y se adiciono microsílíce de 0 a 25%, a estas muestras de tamaño 20x20x10 cm se les realizo el ensayo de permeabilidad, medida con ayuda del equipo Torrent, en la siguiente tabla se muestran los resultados de este ensayo:

TABLA 5.8. Permeabilidad obtenida por el equipo Torrent,

para mezclas con relación agua/cemento =0.25

Código	% de microsílíce	F'c (kg/cm <sup>2</sup> )	Edad	Kt (m <sup>2</sup> )	L(mm)
Serie G	0	739.50	32d	0.016x10 <sup>-16</sup>	8.7
	5	780.20	32d	0.004x10 <sup>-16</sup>	4.3
	10	827.40	32d	0.008x10 <sup>-16</sup>	6.4
	15	801.50	32d	0.001x10 <sup>-16</sup>	1.7
	25	905.50	32d	0.002x10 <sup>-16</sup>	2.8
Serie H	0	725.10	32d	0.021x10 <sup>-16</sup>	9.9
	5	777.45	32d	0.006x10 <sup>-16</sup>	5.3
	10	865.40	32d	0.010x10 <sup>-16</sup>	6.8
	15	881.45	32d	0.001x10 <sup>-16</sup>	1.7
	25	945.40	32d	0.002x10 <sup>-16</sup>	2.8

Los valores obtenidos para la permeabilidad de todas las muestras son muy bajos, siendo los valores de permeabilidad medidos con el mismo equipo de un concreto normal elaborado con cemento tipo I de  $0.160 \times 10^{-16}$  a  $0.180 \times 10^{-16}$  y para concretos con cemento tipo IP de  $0.095 \times 10^{-16}$  a  $0.120 \times 10^{-16}$ , los valores obtenidos reflejan una muy baja permeabilidad de las mezclas.

Durante el ensayo todos los especímenes requirieron el tiempo de 12 minutos para terminar la prueba, adicionalmente un espécimen con relación agua/materiales cementicios de 0.15 y 15% de microsílíce fue ensayo, los valores de permeabilidad fueron tan bajos que el equipo Torrent no pudo leerlos siendo este valor menor a  $0.001 \times 10^{-16} \text{ m}^2$ .

La permeabilidad mostró una disminución con la adición de microsílíce, sin embargo la permeabilidad mas baja encontrada no se registro para el mas alto contenido de microsílíce, en la siguiente grafica podemos observar que la menor permeabilidad fue obtenida para un contenido de microsílíce del 15%.

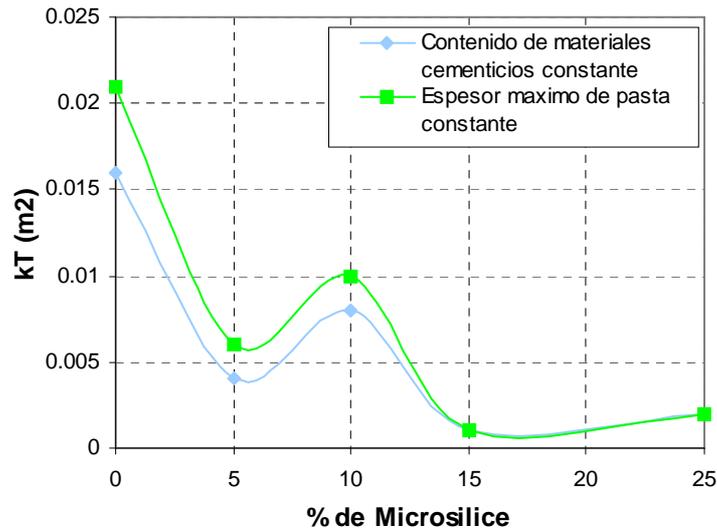


Fig. 5.27. Resultados del ensayo de permeabilidad a muestras con relación agua/cemento 0.25 y diferentes porcentajes de adición de microsilíce.

Así mismo la longitud de penetración mostró una clara tendencia a disminuir conforme se incremento la adición de microsilíce, al igual que en el caso de el coeficiente de permeabilidad estos valores mostraron un aumento en las muestras con 25% de microsilíce.. En la siguientes graficas se observa las curvas obtenidas en este ensayo:

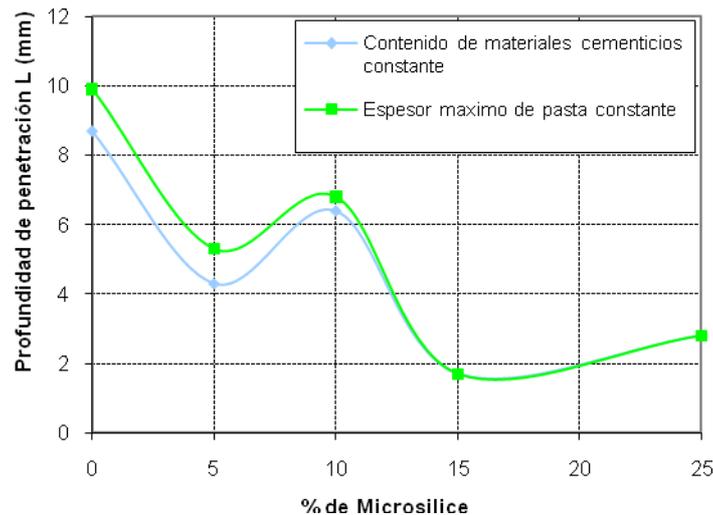


Fig. 5.28. Longitud de penetración para muestras con relación agua/cemento 0.25 y diferentes porcentajes de adición de microsilíce.

Dado que los especímenes solo tenían 5 días de haber sido extraídas de las posas de curado fue necesario realizar el ensayo de resistividad eléctrica para clasificar a los concretos. El ensayo es bastante simple y se realizó con ayuda del equipo Torrent, el cual incluye un aditamento especial para realizarlo. Como se observa en la siguiente tabla y gráfica la resistividad aumenta de manera casi lineal con el incremento de microsílíce, encontrándose valores tan altos como 511 KΩcm, por lo cual se considera que en este concreto no se podrían producir daños por causa del ingreso del ion cloruro el cual no alcanzaría la armadura de refuerzo. En la siguiente tabla se muestran los resultados del ensayo.

TABLA 5.9. Resistividad eléctrica para mezclas con relación agua/cemento =0.25

Código	% de microsílíce	F'c (kg/cm <sup>2</sup> )	Kt (m <sup>2</sup> )	ζ (KΩcm)
Serie G	0	739.50	0.016x10 <sup>-16</sup>	43
	5	780.20	0.004x10 <sup>-16</sup>	112
	10	827.40	0.008x10 <sup>-16</sup>	156
	15	801.50	0.001x10 <sup>-16</sup>	261
	25	905.50	0.002x10 <sup>-16</sup>	485
Serie H	0	725.10	0.021x10 <sup>-16</sup>	51
	5	777.45	0.006x10 <sup>-16</sup>	100
	10	865.40	0.010x10 <sup>-16</sup>	150
	15	881.45	0.001x10 <sup>-16</sup>	275
	25	945.40	0.002x10 <sup>-16</sup>	511

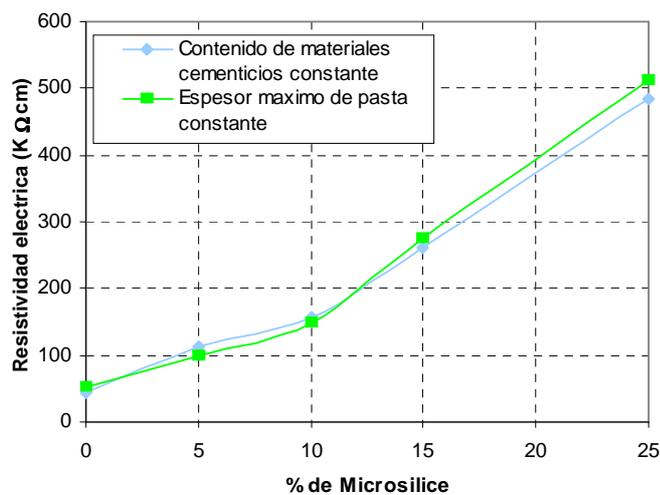


Fig. 5.29. Resistividad eléctrica de las muestras de concreto con relación agua/cemento 0.25 y diferentes porcentajes de adición de microsílíce.

Finalmente conociendo los datos del coeficiente de permeabilidad y de la resistividad eléctrica podemos clasificar a las muestras de concreto con el nomograma mostrado anteriormente, y lo graficamos a continuación:

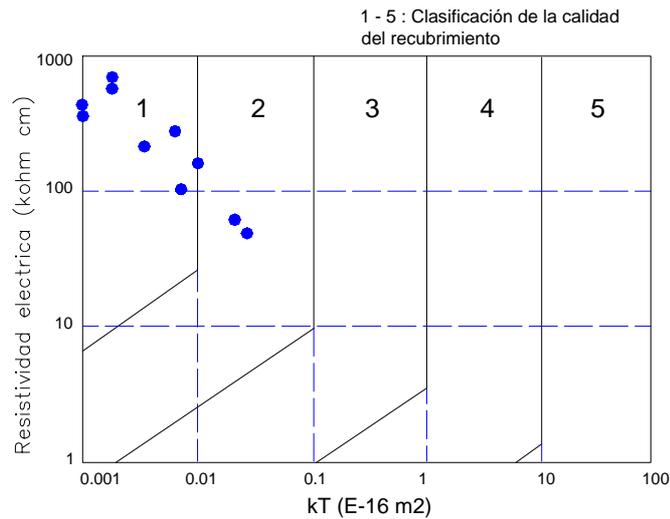


Fig. 5.30. Clasificación de la calidad de las muestras de concreto con relación agua/cemento 0.25 y diferentes porcentajes de adición de microsílíce.

En la siguiente tabla se dan los resultados de la calificación:

TABLA 5.10. Clasificación de la calidad del recubrimiento para mezclas con relación agua/cemento =0.25

Código	% de microsílíce	Kt (m <sup>2</sup> )	$\zeta$ (K $\Omega$ cm)	Indice	Clase
Serie G	0	0.016x10 <sup>-16</sup>	43	2	Bueno
	5	0.004x10 <sup>-16</sup>	112	1	Muy Bueno
	10	0.008x10 <sup>-16</sup>	156	1	Muy Bueno
	15	0.001x10 <sup>-16</sup>	261	1	Muy Bueno
	25	0.002x10 <sup>-16</sup>	485	1	Muy Bueno
Serie H	0	0.021x10 <sup>-16</sup>	51	2	Bueno
	5	0.006x10 <sup>-16</sup>	100	1	Muy Bueno
	10	0.010x10 <sup>-16</sup>	150	1	Muy Bueno
	15	0.001x10 <sup>-16</sup>	275	1	Muy Bueno
	25	0.002x10 <sup>-16</sup>	511	1	Muy Bueno

Finalmente podemos decir que la permeabilidad del concreto es importante por dos razones: los parámetros obtenidos permiten determinar cuan rápidamente las sustancias destructivas pueden penetrar en el concreto, y cuan fácilmente el material puede ser lavado rápidamente del concreto, como se ve la presencia de microsílices en el concreto disminuye la permeabilidad de éste. Al mejorar la estructura porosa y disminuir la permeabilidad, las microsílices contribuyen en forma importante a incrementar la durabilidad del concreto frente a ataques externos.

En conclusión puede afirmarse que en morteros y concretos, la incorporación de microsílíce los hace menos permeables. Siendo las muestras elaboradas altamente impermeables, se ha demostrado que ello es debido a una disminución en el número de poros grandes del sistema cemento-microsílíce.

## **ATAQUE DE SULFATOS.-**

### **Introducción.-**

Sólo una pequeña parte del concreto utilizado en la práctica se expone a graves ataques químicos. Esto es una ventaja, ya que la resistencia del concreto a los agentes químicos suele ser menor que cuando se trata de otras formas de ataque. Las formas más frecuentes de ataque de los agentes químicos al concreto son la lixiviación del cemento y la acción de los sulfatos, el agua marina y las aguas ligeramente ácidas. Lo que es importante notar es que, en algunos casos, la densidad y permeabilidad del concreto influyen en su durabilidad a tal grado, que superan la influencia del tipo de cemento empleado.

### **Mecanismos de reacción de los sulfatos.-**

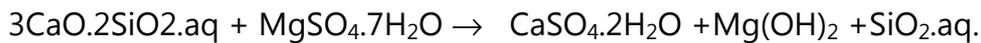
Los sulfatos en estado sólido no afectan el concreto, pero en solución producen un fuerte ataque que se manifiesta en deformaciones y fisuras. Los sulfatos se encuentran en la naturaleza en forma sólida (yeso, anhidrita, etringita) o disueltos en aguas superficiales y subterráneas, así como en los suelos. Sus concentraciones difieren considerablemente.

El mecanismo de la reacción química de ion sulfato como sustancia agresiva consiste en la formación de una sal fuertemente expansiva, que produce la fisuración y agrietamiento del concreto. En realidad, una solución de sulfato ataca el cemento, puesto que el sulfato reacciona con el  $\text{Ca(OH)}_2$  y con los hidratos de aluminato de calcio. Los productos de la reacción, yeso y sulfoaluminato de calcio, tienen un volumen mucho mayor que los compuestos que reemplazan, de modo que su reacción con los sulfatos produce expansión y ruptura del concreto. La reacción entre el sulfato de sodio y el  $\text{Ca(OH)}_2$  se puede expresar como se indica a continuación:



En el agua que fluye, el  $\text{Ca(OH)}_2$  se puede lixiviar completamente, pero, si se acumula el  $\text{NaOH}$ , se logra el equilibrio y se deposita únicamente parte del  $\text{SO}_3$  como yeso.

El sulfato de calcio ataca solamente el hidrato de aluminato de calcio y forma sulfoaluminato de calcio ( $3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 31\text{H}_2\text{O}$ ). Por otra parte, el sulfato de magnesio ataca los hidratos de silicato de calcio y  $\text{Ca(OH)}_2$ , lo mismo que el hidrato de aluminato de calcio. El patrón de la reacción es:



Debido a la baja solubilidad del  $\text{Mg(OH)}_2$  la reacción llega a completarse de manera que, en ciertas condiciones, el ataque del sulfato de magnesio es más grave que el de otros sulfatos.

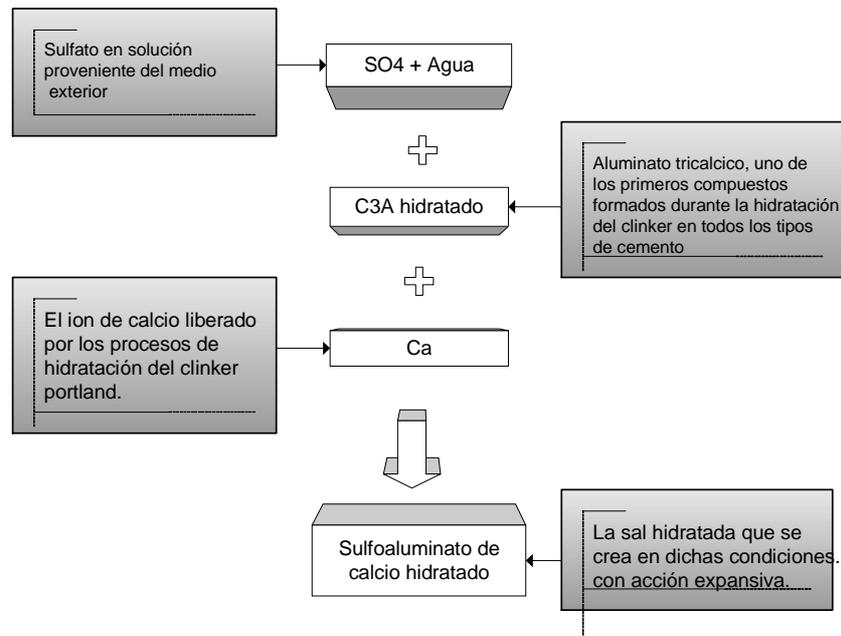


Fig. 5.31. Esquema del ataque por sulfatos.

Además de la concentración del sulfato, la velocidad con que es atacado el concreto depende también de la velocidad con que se puede reabastecer el sulfato que se pierde en la reacción con el cemento. Entonces, para calcular el peligro de ataque por los sulfatos, es necesario conocer el movimiento de las aguas subterráneas. Cuando el concreto está sometido por un solo lado a la presión de aguas que contengan sulfatos, la velocidad de ataque es más alta que ninguna otra. Asimismo, el alternar saturación con secado causa un

deterioro rápido. Por otro lado, cuando el concreto está completamente enterrado, sin un canal para el paso del agua subterránea, las condiciones son mucho menos severas.

El ataque de sulfatos contra el concreto tiene una apariencia blanquecina característica. El daño suele iniciarse en bordes y esquinas, y va seguido de agrietamiento y descascaramiento progresivo que reduce el concreto a un estado quebradizo y hasta suave.

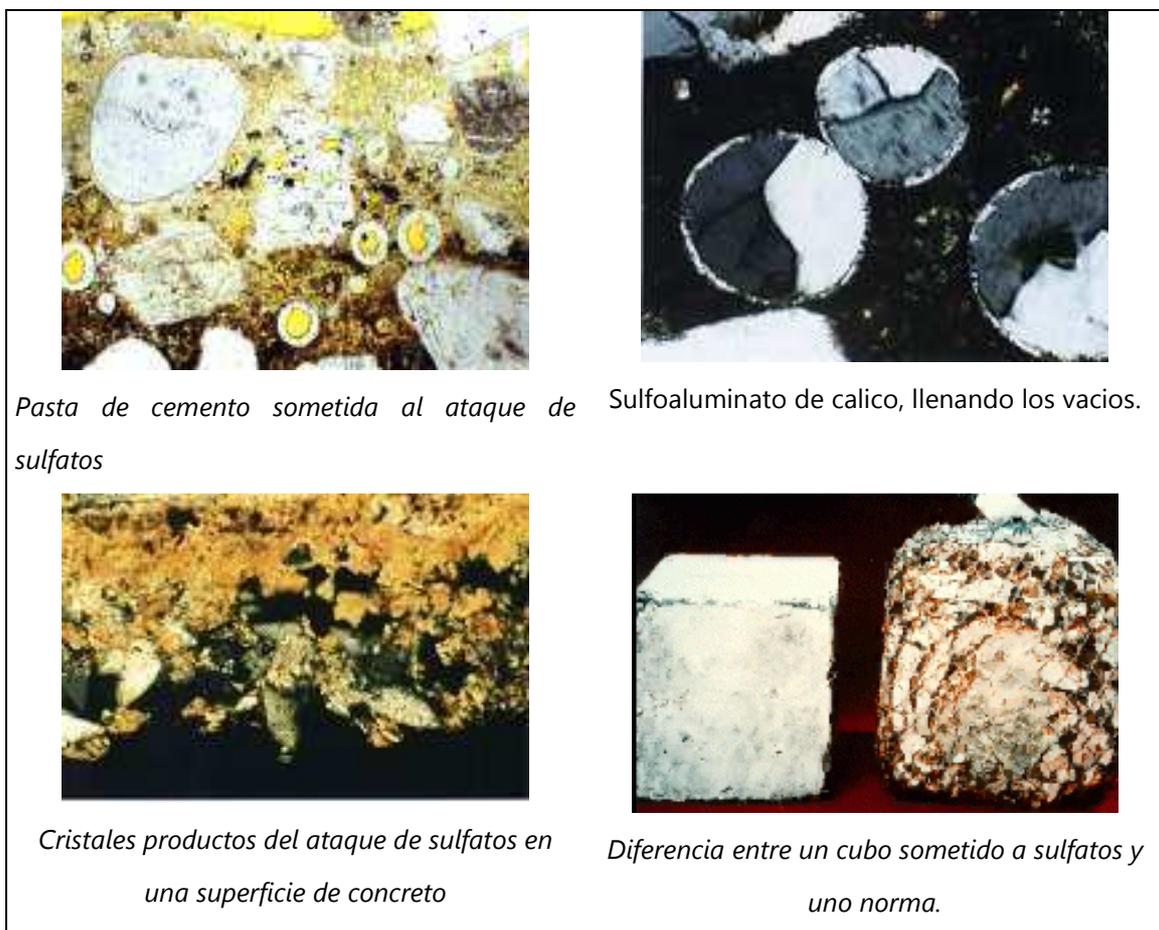


Fig. 5.32. Ataque por sulfatos a la pasta y concreto.

También se obtiene mejor resistencia al ataque de sulfatos añadiendo o reemplazando parcialmente el cemento por puzolanas. Estas eliminan el  $\text{Ca(OH)}_2$  libre e inactivan las fases que portan aluminio, pero es necesario permitir que pase el tiempo suficiente para que las puzolanas entren en acción antes de exponer el concreto al ataque de sulfatos.

El agua de mar contiene sulfatos y ataca el concreto de manera similar a la descrita en la sección anterior. Además de la acción química, la cristalización de las sales dentro de los poros del concreto puede producir rupturas debidas a la presión ejercida por los cristales de sal. Puesto que la cristalización ocurre en el punto de evaporación del agua, este tipo de ataque se produce en el concreto que se encuentra sobre el nivel del agua. Sin embargo, debido a que la sal en solución sube por capilaridad, el ataque se presenta únicamente cuando el agua puede penetrar en el concreto, de tal suerte que la permeabilidad de este material es, una vez más, un factor de gran importancia.

El concreto que se encuentra entre las marcas de las mareas y está sometido a humedecimiento y secado alternados sufre un grave ataque, mientras que el concreto que queda permanentemente inmerso en el agua sufre un ataque menor. El verdadero progreso del daño causado por el agua de mar varía y se hace más lento cuando los poros del concreto quedan bloqueados por el depósito de hidróxido de magnesio. En climas tropicales el ataque es más rápido.

Hay ciertos casos en los que la acción del agua de mar sobre el concreto va acompañada de la acción destructiva del hielo, del impacto de las olas y de la abrasión, que tienden todos a agravar el daño. En las construcciones mar adentro estas consideraciones son muy importantes.

Aunque la acción de los sulfatos contenidos en el agua salada es similar a la de las aguas subterráneas sulfatadas, en el primero de los casos el ataque no va acompañado de expansión del concreto, como se observa en las pruebas de inmersión en sulfatos que se llevan a cabo en el laboratorio. Esta característica del agua de mar se debe primordialmente a la presencia en ella de grandes cantidades de cloruros que inhiben la expansión: los sulfoaluminatos de calcio y el yeso son más solubles en solución clorurada que en agua y, por lo tanto, son lixiviados por el agua de mar, mientras que en el laboratorio permanecen en su sitio y en consecuencia, causan expansión. Este comportamiento nos ofrece otro

ejemplo de la dificultad que existe para relacionar los resultados de las pruebas de laboratorio con el desempeño en condiciones reales de exposición.

**Acción de las puzolanas (microsílice):**

Un material que ha reducido la magnitud del deterioro del concreto por ataques químicos son las microsílises, al utilizarse como un incremento en la resistencia a los mismos. La extrema fineza, del orden de  $200,000 \text{ cm}^2/\text{gr}$ , y el alto contenido de sílice de las microsílises hacen de éstas un material puzolánico muy efectivo el cual ha alcanzado valores importantes de empleo frente a las acciones internas o externas que podrían atentar contra la durabilidad del concreto.

Los primeros estudios sobre el comportamiento de los concretos con microsílise frente a la acción agresiva de los sulfatos, han sido efectuados en Noruega mediante la inmersión de especímenes en aguas subterráneas ricas en ácido sulfúrico. Los resultados de estudios de 20 años han mostrado que los concretos con una relación agua-cemento de 0.6 en los que se han empleado microsílises en porcentaje del 15% se componen tan bien como las mezclas preparadas con relaciones agua-cemento de 0.45 y cemento resistente a los sulfatos.

Los estudios efectuados en diversos países demuestran que las mezclas preparadas empleando microsílise son más resistentes al ataque de sulfatos que aquellas preparadas empleando cementos especiales resistentes a los sulfatos.

El buen comportamiento de las mezclas con microsílise que se encuentran en un ambiente agresivo conformado por sulfatos, es atribuido a diversos factores de los cuales los más importantes pueden ser:

- a) Una refinada estructura de poros que hace más difícil el paso de los iones dañinos;
- b) Un menor contenido de hidróxido de calcio, lo cual permite la reducción en la formación de yeso y por consiguiente de etringita.

Las anteriores consideraciones permiten concluir que la presencia de microsílices contribuye en forma importante a la resistencia del concreto frente a la acción de los sulfatos. Comparadas con otros tipo de puzolanas, o materiales con actividad puzolánica, se ha encontrado que en todos los casos las mayores resistencias a los sulfatos se obtienen empleando microsílices.

**Control del ataque de sulfatos:**

El Reglamento Nacional de Construcciones (RNC), el Código del ACI y el Código Europeo ENV 206, establecen 4 niveles agresivos para los concretos expuestos a la reacción de sulfatos, que pueden encontrarse como sulfatos solubles en el suelo o en el agua, según se expresa en resumen en la tabla siguiente.

TABLA 5.11. Requisitos para concreto expuesto a soluciones con sulfatos.

Tipo de exposición a los sulfatos	Sulfatos solubles en agua (SO4) presentes en suelos (% en peso)	Sulfatos (SO4) en agua (p.p.m.)	Tipo de cemento recomendado	Relación agua/cemento recomendada	f'c Mínimo
Despreciable	0.0 a 0.10	0 a 150	-	-	-
Moderada	0.10 a 0.20	150 a 1500	II, IP (MS), IS(MS), IPM(MS), I(SM)	0.50	280
Severa	0.20 a 2.00	1500 a 10000	V	0.45	315
Muy severa	> 2.00	> 10000	V+Puzolana	0.45	315

En el caso del agua de mar, se le considera como de moderada agresividad pese a su contenido de sulfatos porque en el concreto dentro del agua no existe oxígeno lo que limita la condición de oxidación y además los sulfatos se encuentran combinados con los cloruros. El RNC determina dos requerimientos al concreto para cada uno de los ambientes agresivos: el tipo de cemento y la relación a/c máxima.

El código del ACI agrega la resistencia mínima, En la situación de moderada exposición a los sulfatos el RNC prescribe el cemento denominado de moderada resistencia a los sulfatos. El ACI considera además como aptos en

esta circunstancia, a los cementos Pórtland puzolánicos y los cementos portland de escoria. En el caso de la exposición "severa" a los sulfatos, tanto el RNC como el código del ACI consideran el uso de los cementos Pórtland denominados como resistentes a los sulfatos cuando se trate de exposición "muy severa" a los sulfatos, se prescribe el empleo de este cemento adicionado como puzolanas adecuadas.

### **ATAQUE QUÍMICO POR CLORUROS.-**

Los iones cloruros no son dañinos directamente al concreto, es la ayuda que brindan en la corrosión del acero de refuerzo lo que los hace peligrosos, en la presente sección se desarrolla el efecto que produce la penetración del ion cloruro en el concreto, el cual corroe el acero de refuerzo, se realiza una descripción de los mecanismos de corrosión, los modelos propuestos para predecir esta, y se usa el programa Life 365, para predecir la vida en servicio de las estructuras, adicionalmente se describen brevemente las tecnologías actuales usadas para prevenir la corrosión del refuerzo y finalmente se dan las recomendaciones necesarias para la elaboración de concretos resistentes a la corrosión.

### **Naturaleza del origen de la corrosión en el concreto.-**

Por lo general, el concreto proporciona a los materiales embebidos en el una protección adecuada contra la corrosión. Sin embargo, es un hecho aceptado que la corrosión del acero es un fenómeno electroquímico y para que esto ocurra debe haber presencia de oxígeno conjuntamente con soluciones acuosas de sales, bases o ácidos. EL acero de refuerzo no se oxida en el concreto debido a la alta alcalinidad de la pasta de cemento ( $\text{pH}=12.5$ ) y a su resistividad eléctrica que es relativamente alta en condiciones de exposición atmosférica. Pero si por alguna razón se reduce la alcalinidad aproximadamente a  $\text{pH}=10$ , es probable que se presente corrosión.

La resistencia a los cloruros está normalmente considerada en términos del cloruro que entra de la superficie del concreto. Ocasionalmente, sin

embargo. el cloruro puede ser introducido en el concreto al tiempo del mezclado. Fuentes comunes los agregados de origen marino pobremente limpiados. Así es de interés la habilidad del concreto para limitar la acción de los cloruros, además de su habilidad para evitar la penetración de los cloruros sean estos provenientes del agua de mar o de sales descongelantes.

Sin embargo comúnmente son las estructuras cercanas o dentro del mar las que presentan la corrosión del acero de refuerzo, los casos mas conocidos de corrosión se han dado en pilares de puertos y edificaciones aledañas a la costa marítima, el Perú posee una gran extensión de su litoral y el uso del concreto en edificaciones ya sea difundido, por lo cual también el riesgo de presentarse problemas de deterioro por acción del ambiente marítimo, en el siguiente punto se describe las características de nuestro litoral.

#### **El ambiente marino en el Perú y sus características.-**

El agua de mar contiene sales disueltas, agresivas para el concreto. Están presentes las siguientes: cloruro sódico ( $\text{NaCl}$ ), cloruro magnésico ( $\text{MgCl}_2$ ), sulfato magnésico ( $\text{MgSO}_4$ ), sulfato cálcico ( $\text{CaSO}_4$ ), cloruro potásico ( $\text{KCl}$ ) y sulfato potásico ( $\text{K}_2\text{SO}_4$ ).

La composición química del agua de nuestro mar, es similar a la que se da en otros mares, como se observa en las tablas 5.12 y 5.13. Caso singular es el contenido de sulfatos 25% superior al registrado en el Atlántico. La participación de este parámetro en los procesos de corrosión es menos significativa que la temperatura y la humedad relativa. Sin embargo, los mayores desarreglos observados en las últimas décadas en las construcciones del Medio Oriente coinciden (además de las particulares condiciones climáticas) con un mayor contenido de sales en el mar del Golfo.

TABLA 5.12. Composición química del agua de mar.

Ion	Concentración (g por 100 cm <sup>3</sup> )				
	Mar del Norte	Océano Atlántico	Litoral Peruano	Mar Báltico	Golfo Pérsico
Sodio	1,220	1,110	1,090	0,219	1,310
Potasio	0,055	0,040	0,039	0,007	0,067
Calcio	0,043	0,048	0,041	0,005	0,050
Magnesio	0,111	0,121	0,130	0,026	0,148
Cloro	1,655	2,000	1,933	0,396	2,300
Sulfato	0,222	0,218	0,268	0,058	0,400
<b>Total</b>	<b>3,306</b>	<b>3,537</b>	<b>3,500</b>	<b>0,711</b>	<b>4,275</b>

TABLA 5.13. Contenido del ion cloruro y salinidad total en el agua de mar.

Mar	Contenido de ion cloruro (ppm)	Salinidad Total (ppm)
Mar del Norte	16550	33060
Océano Atlántico	20000	35537
Litoral Peruano	19330	35000
Mediterráneo	21380	--
Golfo Pérsico	23000	42750
Mar Báltico	3960	7110

La corrosión en el concreto, se vincula con la temperatura y humedad. Como se sabe, el incremento de temperatura potencia todas las reacciones químicas. Se estima que un aumento de la temperatura en 10°C duplica la velocidad de la reacción. La corrosión por carbonatación se activa en el rango de 60 a 90 % de humedad relativa. En el caso de la corrosión por cloruros el efecto de la humedad es importante en especial en los niveles de 70 a 90 % de humedad relativa. Experiencias en regiones cálidas muestran que la elevada humedad relativa favorece el fenómeno de la corrosión.

En la costa norte de Perú normalmente se presentan altas temperaturas siendo estas menores en la costa sur, como se muestran e la tabla 5.14.

TABLA 5.14. Temperatura y humedad en centros urbanos del litoral.

Localidad	Temperatura Máxima		Temperatura Mínima		Humedad Relativa	
	Rango	Promedio	Rango	Promedio	Media	Promedio
Tumbes	27,0 – 32,0	29,5	19,5 - 23,0	21,2	75 – 79	77
Paita	27,5 - 31,5	30,5	18,0 - 24,7	22,1	88 – 92	90
Chiclayo	23,5 - 31,0	27,2	15,5 - 21,0	18,2	72 – 78	75
Trujillo	20,5 - 26,0	23,2	14,5 - 18,5	16,5	82 – 84	83
Chimbote	25,8 - 27,9	26,7	17,9 - 20,3	19,5	74 – 81	75
Lima	18,5 - 26,5	22,5	15,0 - 20,5	17,7	64 – 95	80
Pisco	20,3 - 28,1	23,6	13,7 - 19,9	16,5	73 – 83	77
Mollendo	16,9 - 24,9	20,9	22,9 - 15,2	18,0	77 – 84	83

Fuente: SENAMHI – Oficina General de Estadística e Informática. Año 1994-98

Otro factor a considerar son los vientos predominantes, que van de sur a norte, envolviendo las edificaciones urbanas con la brisa marina, por la orientación de la costa, ver Tabla 5.14a.

TABLA 5.14a. Dirección Predominante y velocidad media del viento

Ciudad	Orientación	Velocidad m/s rango
<b>Chiclayo</b>	<b>S</b>	<b>2-4</b>
<b>Trujillo</b>	<b>SE</b>	<b>4-5</b>
<b>Chimbote</b>	<b>S</b>	<b>6-9</b>
<b>Lima</b>	<b>S</b>	<b>3-4</b>
<b>Pisco</b>	<b>S</b>	<b>2-4</b>
<b>Mollendo</b>	<b>S</b>	<b>3-4</b>

Fuente: SENAMHI – Año 1990, 1992, 1994.

La experiencia internacional sobre desarreglos por corrosión en estructuras de concreto armado y pretensado, demuestra que la corrosión se incrementa en las zonas marítimas de climas semitropicales y subtropicales, con temperaturas elevadas y apreciable humedad relativa, en comparación con los resultados que se obtienen en climas fríos o templados. De esta manera, en las regiones tropicales se hace más difícil la prevención, sea por el conveniente diseño estructural o la adopción de apropiados sistemas de construcción. Por añadidura, los reglamentos de construcción de los países en desarrollo, como es el caso del Perú generalmente se basan en códigos de construcción del hemisferio Norte, que recogen experiencias de climas más benignas.

## **Mecanismos envueltos en el deterioro del concreto por corrosión del acero de refuerzo.-**

La corrosión del acero en el concreto es un proceso electroquímico. El potencial electroquímico de las celdas de corrosión pueden ser generados de dos maneras:

- Las celdas electroquímicas pueden ser formadas por dos metales similares embebidos en el concreto, como las barras de acero de refuerzo y una tubería de aluminio, o cuando existen variaciones significantes en las características superficiales del acero.
- Las celdas electroquímicas pueden ser formadas por la diferencia en la concentración de iones en la vecindad del acero, como cloruros, álcalis y oxígeno.

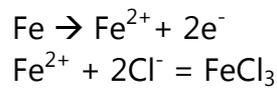
Como resultado uno de los dos metales ( o algunas partes de un solo metal si es el único), se convierten en ánodo y cátodo originando el mecanismo siguiente:

- a) El ánodo y cátodo están separados, pero dicha distancia puede ser una micra o una distancia muy grande e igualmente se verifica el fenómeno por lo que en el acero de refuerzo se puede dar la corrosión por microceldas o macroceldas.
- b) El oxígeno no está involucrado en el lugar donde se produce la corrosión, que es exclusivamente el ánodo, sin embargo si es imprescindible que en el cátodo haya oxígeno y agua para el proceso electroquímico.
- c) Debe existir la suficiente concentración de iones para que se inicie el flujo electroquímico, lo que en la práctica se produce cuando ingresan cloruros en cantidad suficiente, se reduce la alcalinidad ( $\text{pH} < 8.0$ ) y se dan las condiciones de humedad en el cátodo.
- d) El flujo se interrumpe y consecuentemente la corrosión, cuando se elimina el conductor metálico entre ánodo y cátodo o evitando que

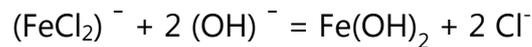
haya oxígeno en el cátodo o eliminando el agua entre ambos que es el medio de transporte de iones.

Consecuentemente la corrosión no se produce en el concreto seco, pues está impedido el proceso electroquímico, tampoco ocurre en el concreto saturado de agua debido a la falta de oxígeno.

La corrosión por cloruros, se debe al ion cloruro presente en el agua o en la niebla marina, que actúa como un catalizador para la oxidación, tomando parte activa en la reacción. Al oxidarse el acero para formar el ion complejo cloruro férrico,  $(FeCl_2)^-$ , arrastra este ion inestable en la solución, donde reacciona con los iones hidroxilo disponibles para formar hidróxido de hierro,  $Fe(OH)_2$ , que libera iones cloro y consume iones hidroxilo como se esquematiza en las siguientes reacciones:



seguido por:



Los electrones liberados en la reacción de oxidación fluyen a través del acero hasta la superficie catódica. De este proceso resulta una concentración de ion cloruro y una reducción del pH que favorece la ruptura continua de la película de óxido pasivante, en la siguiente gráfica se muestra este mecanismo:

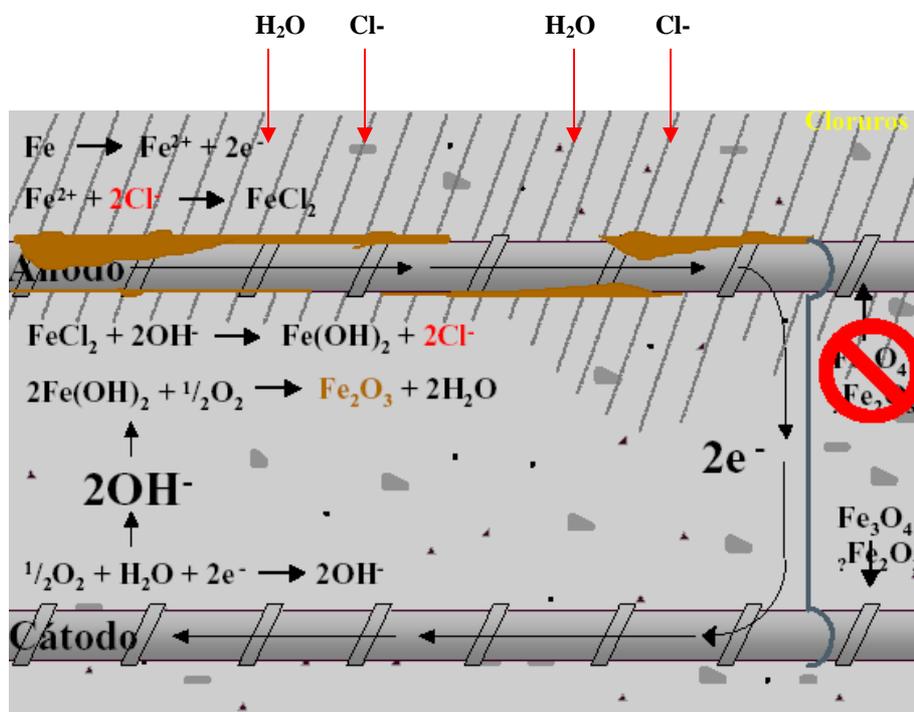


Fig. 5.33. Corrosión electroquímica del refuerzo en concreto expuesto a cloruros y humedad.

### **Actividad del ion cloruro.-**

En el concreto el ion cloruro se encuentra combinado químicamente, adsorbido físicamente o en estado libre. Únicamente la parte de cloruro no combinado es la responsable de la corrosión del refuerzo. Se estima que aproximadamente el 0,4% del cloruro, con respecto al peso del cemento puede llegar a combinarse.

La difusión del ion cloruro en el concreto se reduce por la capacidad del cemento para combinarlo química o físicamente, en cuanto reacciona con los productos de hidratación. Los componentes del cemento que reaccionan son el aluminato tricálcico  $3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3$  ( $\text{C}_3\text{A}$ ) que forma cloro-aluminatos cálcicos de composición aproximada:  $3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot\text{CaCl}_2\cdot 10\text{H}_2\text{O}$ , reaccionando también el ferroluminato tetra cálcico, ( $\text{C}_4\text{FA}$ ) ó  $4\text{CaO}\cdot\text{Fe}_2\text{OAl}_2\text{O}_3$  con la formación del cloro ferrito cálcico, de composición:  $3\text{CaO}\cdot\text{Fe}_2\text{O}_3\cdot\text{CaCl}_2\cdot 10\text{H}_2\text{O}$ .

### **Corrosión del acero de refuerzo en el concreto en estructuras marinas.-**

Actualmente existen muchos modelos elaborados para predecir el ingreso de iones cloruros en el concreto, una muy buena revisión de todas estas técnicas son presentadas en el reporte 365 del ACI, todos los modelos nos muestran principalmente que para evaluar efectivamente la vida de servicio de una estructura marina o otra estructura, es necesario evaluar los diferentes componentes estructurales y su ubicación. Particularmente para estructuras marinas donde los componentes estructurales están sometidos a diferentes medio ambientes y es posible identificar zonas cuyas fronteras en realidad no están bien definidas, como se explica a continuación:

- **Zona de inmersión:**

El concreto que se encuentra permanentemente sumergido por debajo de las zonas de mareas, es capaz de proteger las barras de acero de refuerzo pues debido a la débil concentración de oxígeno en el agua que impide la actividad corrosiva del ion cloruro, en el caso de haberse introducido hasta las barras.

En las zonas sumergidas, la penetración del agua tiene lugar inicialmente por succión capilar y se acelera en razón de la presión hidráulica, el agua ingresa con sustancias disueltas como el cloro y los sulfatos.

- **Zona de marea:**

Comprende los elementos entre los niveles de marea alta y baja, donde el concreto está permanentemente húmedo, debido a que la inmersión es cíclica en el lapso de un día. Los poros se encuentran saturados, pues, el tiempo de baja marea es reducido y no se produce la desecación, lo que disminuye el peligro de corrosión, pues el concreto absorbe agua más rápidamente que la pierde. En esta zona el agua ingresa por succión capilar, transportando las sustancias disueltas como el cloro y los sulfatos, sin difusión de gases.

- **Zona de salpicaduras:**

Se ubica por encima del nivel de la marea alta, propensa a la salpicadura de las olas y el baño de la espuma, presenta el riesgo de ciclos alternados de humedecimiento y secado, de acuerdo a las condiciones de temperatura y humedad del medio, que pueden afectar severamente el concreto. En el período húmedo se produce el ingreso del ion cloruro por difusión, en el secado se elimina el agua en exceso, pero el concreto retiene el cloro, al repetirse el ciclo sucesivamente el porcentaje ion cloruro resulta muy elevado.

- **Zona de ambiente marino o atmosférica:**

El concreto no está en contacto con el agua de mar, pero recibe las sales procedentes de la brisa marina y la niebla salina. Puede comprender muchos kilómetros al interior de la costa dependiendo de las características de los vientos dominantes.

Las construcciones de concreto ubicadas en el litoral o alrededores, son propensas a la corrosión por cloro en suspensión en la atmósfera, en forma de microscópicas gotas de agua de mar. En la niebla o aerosol la concentración salina de cloruros y sulfatos eventualmente puede ser mayor que en el agua de mar, debido a la gran dispersión de las gotas y la evaporación parcial de agua, en especial cuando la temperatura es alta y la humedad relativa es baja.



Fig. 5.34. Corrosión del acero en pilotes de un puerto.

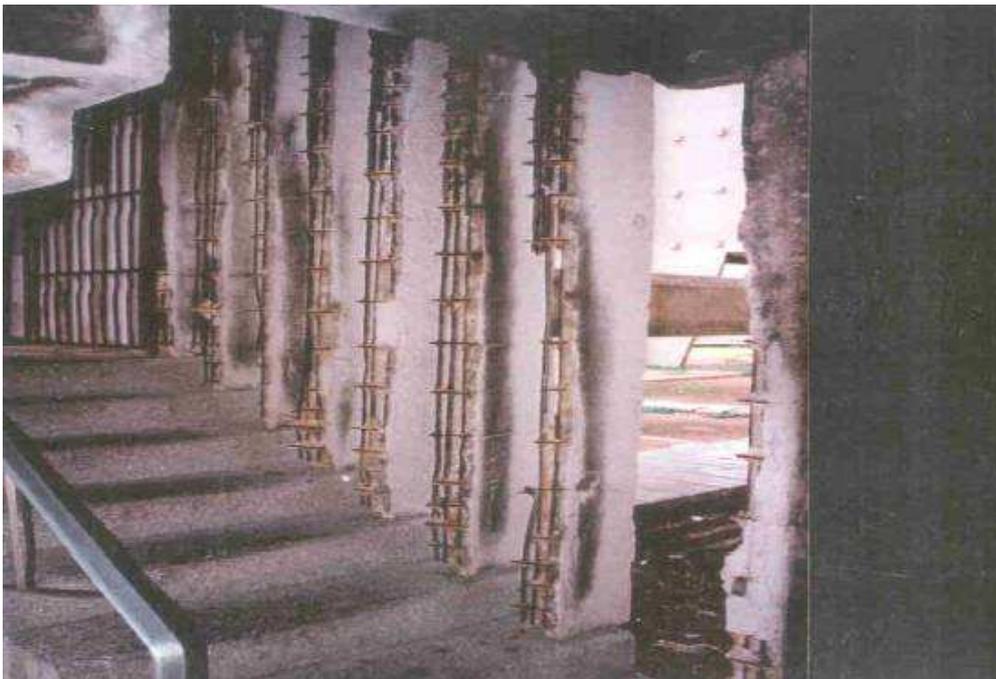


Fig. 5.34. Corrosión del acero en columnas en una edificación cercana al mar.

### **Predicción de la vida de servicio en estructuras marinas de concreto.-**

Como ya se menciona anteriormente existen mucho modelos desarrollados para predecir la vida de servicio de estructuras marinas de concreto, la clave para esta evaluación es evaluar cada uno de los componentes de la estructura, esta evaluación predecirá si el componente necesita o no una protección extra.

La vida de servicio  $T_{sl}$  de cualquier concreto puede ser dividida en dos partes: el tiempo de inicio de la corrosión  $T_i$ , y el tiempo de daño grave,  $T_{sd}$ :

$$T_{sl} = T_i + T_{sd} \quad (5.7.)$$

El tiempo de inicio de la corrosión es una función de la calidad promedio de la capa superficial del concreto, el medioambiente, la difusión efectiva de cloruros, y el grado de integridad del concreto. Mas específicamente el tiempo de iniciación de la corrosión es dado por el transporte de cloruros en el concreto y por la concentración de cloruros en su superficie. El tiempo de daño grave,  $T_{sd}$ , es dependiente primeramente de la tasa de corrosión del acero. Cady y Weyers describen al tiempo  $T_{sd}$  como el tiempo hasta que la estructura necesite reparación debido a un inicial agrietamiento y descascaramiento.

### **Transporte de los cloruros.-**

Para evaluar el comportamiento del concreto a la penetración de cloruros, la segunda ley de difusión de Fick debe ser resuelta:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \quad (5.8.)$$

donde:

C : Concentración de cloruros a una profundidad x después de un tiempo t.

D : Coeficiente de difusión

Resolviendo esta ecuación diferencial parcial de segundo orden, las condiciones de frontera se relacionaran con el tiempo t, D y C.

Existen cinco factores que afectan a la solución de la ecuación 5.8., estos son:

- a) Un medioambiente constante (ideal).
- b) Un medioambiente que cambia con el tiempo (real).
- c) Una difusión variable.
- d) Temperatura.
- e) Variaciones en el proceso constructivo.

Las dos primeras condiciones son usadas para describir el transporte de cloruros, mientras que las otras tres afectan las variables que se usan en las siguientes ecuaciones.

A continuación mostramos la solución para la ecuación de difusión de Fick para cada uno de los casos mencionados anteriormente:

▪ **Medioambiente constante:**

Un medioambiente constante corresponde a una concentración de cloruros inmediata y constante. En este caso la solución a la ecuación 5.8 será:

$$C(x,t) = C_o \left[ 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{x}{2\sqrt{Dt}} \right) \right] \quad (5.9)$$

Donde:  $C(x,t)$  es la concentración de cloruros, en una profundidad  $x$  y un tiempo  $t$ ,  $\operatorname{erf}$  es la función error. En la práctica  $x$  es igual a  $X$ , que es la profundidad de cobertura del acero de refuerzo,  $C_o$  es la concentración inicial de cloruros, el valor de  $D$  varía según la calidad del concreto (Pobre calidad :  $5 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ , calidad normal:  $1 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ , Alta calidad:  $5 \times 10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$ ) . El valor de  $t$  es equivalente al tiempo de inicio de la corrosión.

▪ **Medioambiente cambiante con el tiempo:**

Si el medioambiente cambia con el tiempo, la concentración de cloruros también cambia con el tiempo. Para obtener una relación con el incremento de la concentración en el tiempo, otra ecuación debe ser usada para definir las condiciones de contorno. En este caso la ecuación solución es la siguiente:

$$C(x, t) = k\sqrt{t} \left\{ e^{\frac{-x^2}{4Dt}} - \left[ \frac{x\sqrt{\pi}}{2\sqrt{Dt}} \operatorname{erfc}\left(\frac{x}{2\sqrt{Dt}}\right) \right] \right\} \quad (5.10.)$$

Donde: k es una constante que depende de las condiciones de contorno, erfc es la función de error complementaria.

▪ **Coefficiente de difusión variable:**

En los dos casos presentados anteriormente el coeficiente de difusión D, se mantuvo constante, pero en realidad este varia con el incremento de la distancia a la superficie del concreto o cambios en el tiempo. Sin embargo aun no se ha logrado solucionar esta variación sin embargo se indica que una solución matemática con ayuda del análisis de Boltzman-Matano genera una aproximación adecuada.

▪ **Temperatura:**

El coeficiente de difusión también cambia con la temperatura por lo cual se hace necesario realizar un ajuste, con ayuda de la relación de Nernst-Einstein, de tal manera de obtener el coeficiente de difusión corregido, de la siguiente manera:

$$D_2 = D_1 \left( \frac{T_2}{T_1} \right)^q e^{\left[ q \left( \frac{1}{T_1} - \frac{1}{T_2} \right) \right]} \quad (5.11.)$$

donde  $D_1$ ,  $T_1$ ,  $D_2$ ,  $T_2$ , son coeficientes de difusión y sus correspondientes temperaturas, la constante q es medida experimentalmente y varia según la relación agua/cemento como se muestra en la siguiente tabla.

TABLA 5.15. Constantes de activación para la ecuación 5.11.

a/c	q (K)
0.4	6000
0.5	5450
0.6	3850

▪ **Variaciones en la calidad de construcción:**

A pesar de muchos grandes intentos, la construcción no es una ciencia exacta, por supuesto en este caso el acero de refuerzo no es colocado exactamente a la profundidad de diseño. Por lo cual se puede realizar una

corrección simple a la profundidad de penetración, la cual puede ser de manera estadística o simplemente multiplicándolo por un factor de seguridad.

### **Influencia de las microsílices ante el ataque de cloruros.-**

En función de diferentes tipos de microsílices se han efectuado estudios para determinar los efectos combinados de reducción de la permeabilidad y del pH en el agua en los poros, así como la forma en que estos factores interactúan sobre la pasividad del acero embebido.

La ligera reducción en el pH causada por las microsílices, deberá causar una reducción en la concentración de cloruros necesaria para destruir la capa pasiva e iniciar la corrosión. Este efecto es compensado por la reducida velocidad de la difusión del cloruro debido a la adición de microsílíce. Los estudios del efecto de cloruros que ingresan a la pasta de cemento de composición variada indican que hay un efecto muy significativo cuando se reemplaza cemento por microsílíce, especialmente en relaciones agua-cemento altas, pero que también ocurre en los valores bajos. Las microsílices trabajan de diversas formas para reducir el riesgo de corrosión. La mejora en las propiedades de permeabilidad de los concretos con microsílíce permite reducir en forma importante la penetración de los cloruros en estructuras marinas y en aquellas expuestas a sales descongelantes. Estos concretos igualmente tienen una alta resistividad eléctrica, disminuyendo en forma importante la velocidad con la que la corrosión puede ser iniciada.

## **Simulación de la vida de servicio de los concretos de la investigación usando el programa LIFE 365.-**

El programa LIFE 365 creado por Master Builders Technologies y la Sílica Fume Association ([www.sfa.org](http://www.sfa.org)), fue desarrollado en el año 2000, para predecir la vida de servicio de estructuras construidas en ciudades norteamericanas, en las cuales había presencia de cloruros, ya sean estos en el mar o arrastrados por el viento y la niebla. El programa está basado en los conceptos basados en las secciones anteriores siendo la segunda ecuación de difusión de Fick, la que utiliza para predecir el tránsito de los cloruros en el concreto.

En la presente investigación utilizaremos las mezclas elaboradas con cemento tipo I y con microsílice para evaluarlas en el programa LIFE 365, asumiremos tres casos puntales, los cuales describimos en la presente sección. Dado que situamos todas las estructuras en la localidad de Mollendo, presentamos a continuación los datos medioambientales de esta localidad.

TABLA 5.16. Temperatura promedio por meses de la localidad de Mollendo.

<b>Mes</b>	<b>Temperatura Promedio °C</b>
Enero	23.5
Febrero	24.5
Marzo	22.0
Abril	20.0
Mayo	16.0
Junio	15.7
Julio	16.5
Agosto	17.0
Setiembre	17.5
Octubre	18.5
Noviembre	20.0
Diciembre	22.0
Humedad relativa	83%

Fuente: SENAMHI años 1994-1996

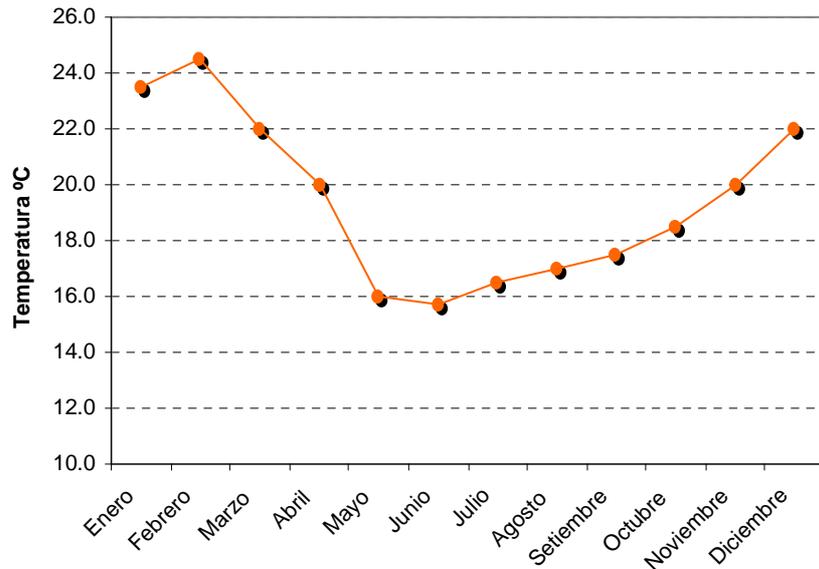


Fig. 5.35. Variación de la temperatura en la localidad Mollendo (promedio años 1994 – 1996)

Asumimos el contenido de ion cloruro, como el reportado para el litoral peruano, cuyo valor es de 19330 ppm. Con estos datos introducimos las características de las mezclas elaboradas incluyendo los costos, los que se reportan en el capítulo VIII.

CASO 1:

Columnas circulares de una edificación localizada alledaño a las playas de Mollendo, estas columnas se encuentran expuestas al viento y niebla, las columnas tienen un espesor de 50 cm y una cobertura de concreto de 5 cm y una cuantía volumétrica de 1.2%, la estructura fue diseñada para una vida de servicio de 75 años.

Descripción del elemento estructural:

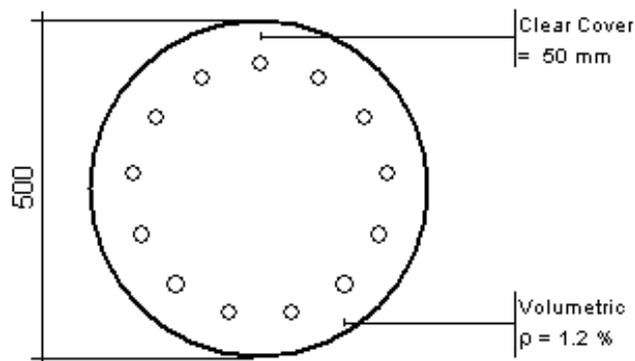


Fig. 5.36. Detalles del elemento estructural del caso 1.

### Datos de las mezclas utilizadas:

En el presente caso se utilizaran las mezclas elaboradas en la serie D, cuyas características necesarias para la simulación se detallan en la tabla siguiente:

TABLA 5.17. Datos de las mezclas de base para el Caso 1.

Código	a/cm	$D_{28} \text{ m}^2/\text{s}$ ( $\times 10^{-12}$ )	Precio \$	Slump	Resistencias encontradas	
					fc7 Kg/cm <sup>2</sup>	fc28 Kg/cm <sup>2</sup>
Serie D	0.40	2.63	49.98	3	439.10	585.00
	0.35	3.47	56.11	5	511.83	680.00
	0.30	4.57	64.67	8	571.60	780.00
	0.25	6.03	73.29	4	637.45	854.50
	0.20	7.94	91.62	6	610.20	790.00

Los valores del coeficiente de difusividad  $D_{28}$ , son también calculados por el programa. En la siguiente grafica se muestra la concentración superficial según los años para este caso

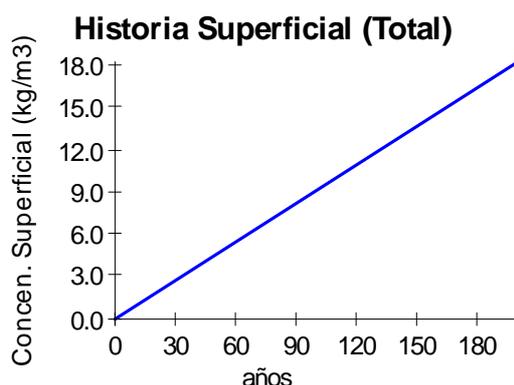


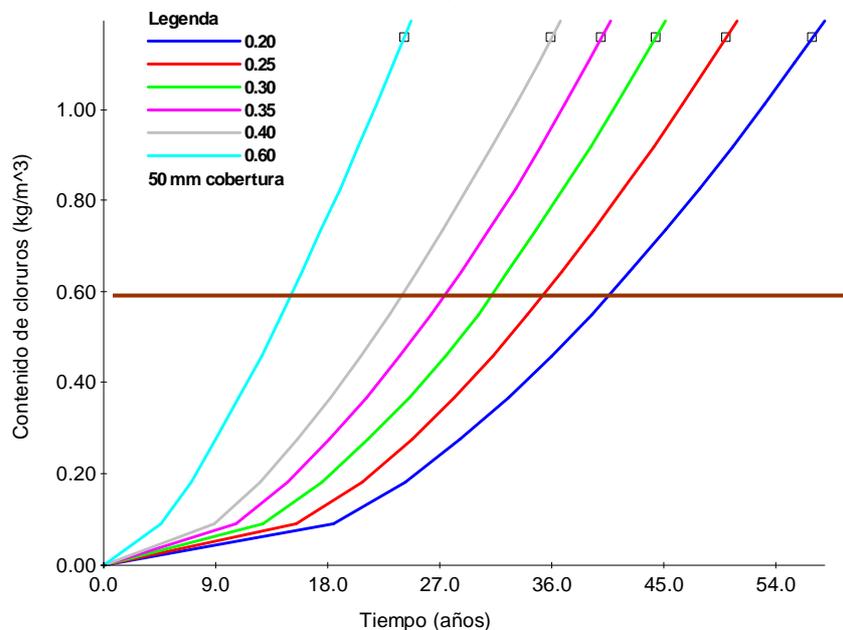
Fig. 5.37. Evolución de la concentración superficial de cloruros para el caso 1.

Realizando el análisis del tiempo de corrosión en el cual el ion cloruro a logrado alcanzar un contenido de  $0.06 \text{ Kg/m}^3$  cercano al acero de refuerzo, entonces el programa determina el tiempo de inicio de la corrosión y el tiempo de daños para un estado de reparación, también se asumió que seria un 10% del área la afectada por la corrosión, los resultados del análisis se muestran en la siguiente tabla:

TABLA 5.18. Datos obtenidos en el análisis del Caso 1.

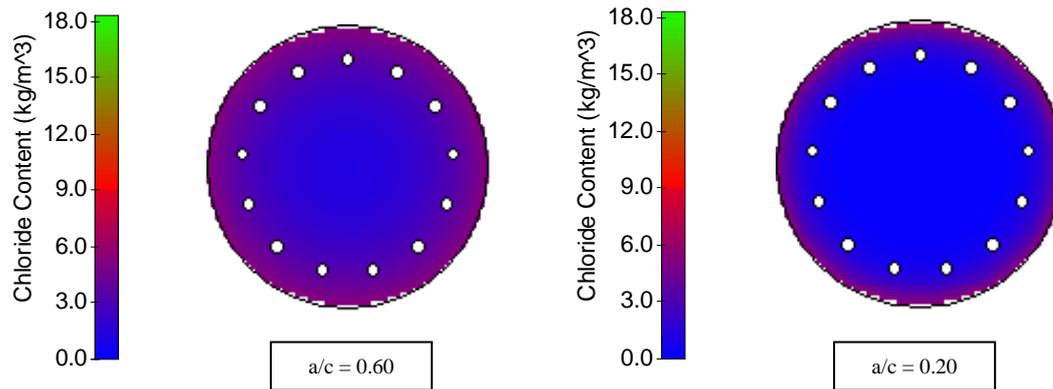
Código	a/cm	Tiempo de inicio de corrosión (años)	Tiempo para la 1era reparación (años)	Costo inicial (\$/m <sup>2</sup> )	Costo del ciclo de vida (\$/m <sup>2</sup> )
Serie D	0.60	24.10	30.10	68.10	76.31
	0.40	35.90	41.90	72.10	77.89
	0.35	39.90	45.90	75.16	80.30
	0.30	44.30	50.30	79.44	79.44
	0.25	49.90	55.90	83.75	83.75
	0.20	56.80	62.80	92.91	92.91

La siguiente grafica muestra las curvas de concentración versus tiempo, podemos ver claramente la tendencia de los concretos con menor relación agua/cemento a tener una mayor resistencia al ingreso del ion cloruro.

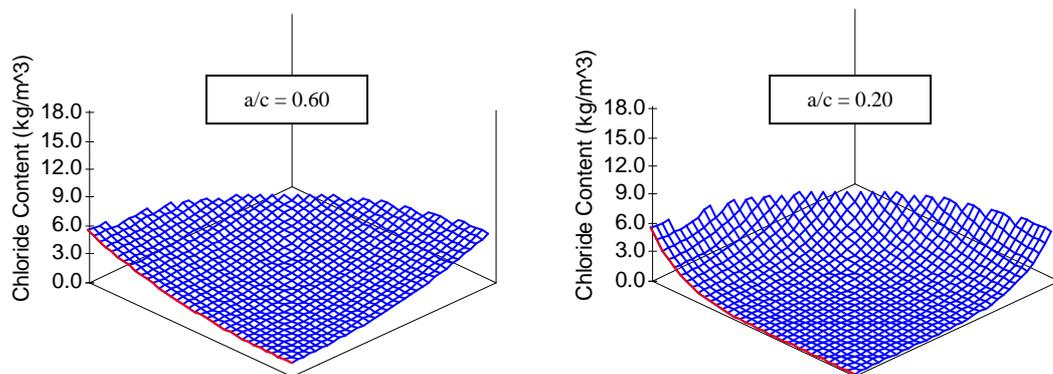


**Fig. 5.38. Curvas concentración vs tiempo para las diferentes mezclas del caso 1, en la cual se aprecia el efecto de la calidad del concreto en la concentración de cloruros.**

En las graficas siguientes se muestra la evolución del ingreso de cloruros en el elemento, se aprecia la mayor concentración de cloruros en elemento con mayor relación agua/cemento.



**Fig. 5.39. Concentración en los contornos para las mezclas con relación agua cemento 0.60 y 0.25, en un tiempo  $t = 56.8$  años, para el caso 1.**



**Fig. 5.40. Concentración en los contornos en un cuadrante del elemento para mezclas con relación agua cemento 0.60 y 0.20, en un tiempo  $t = 56.8$  años, para el caso 1.**

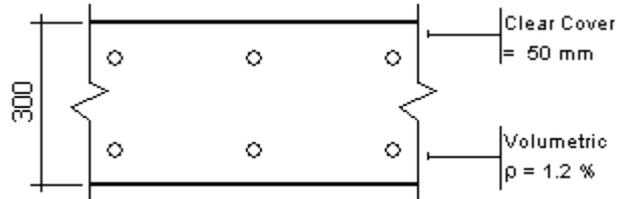
De este ejemplo podemos concluir que es posible utilizar cualquiera de las mezclas, dado que todas requerirán un reparación en periodo de vida de la estructura, sin embargo encontramos tiempos de inicio de corrosión bastante grandes por lo cual se estima un buen comportamiento del concreto, siendo solo necesario una reparación en todo su periodo de vida casi en todos los casos, del análisis de costo-mantenimiento sin embargo encontramos que es mas económico utilizar la mezcla con relación agua/cemento de 0.60.

CASO 2:

Muro de rompeolas, localizada en la localidad de Mollendo, el muro tiene un espesor de 30 cm y la cobertura de concreto es de 5 cm y una cuantía volumétrica de acero de

1.2%, en este caso se estudiara la zona de salpicadura del muro, la estructura fue diseñada para una vida de servicio de 75 años.

Descripción del elemento estructural:



**Fig. 5.41. Detalles del elemento estructural del caso 2.**

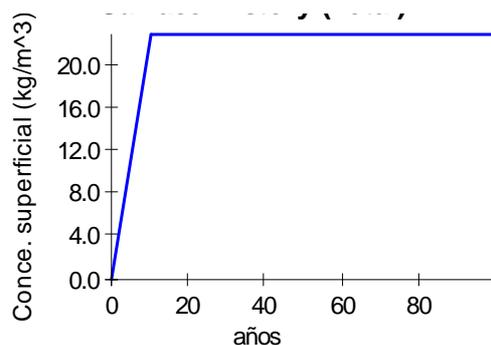
Datos de la mezclas utilizadas:

En el presente caso se utilizaran las mezclas elaboradas en la serie E y F, cuyas características necesarias para la simulación se detallan en la tabla siguiente:

**TABLA 5.19. Datos de las mezclas de base para el Caso 2.**

Código	a/cm	$D_{28} \text{ m}^2/\text{s}$	Slump	Resistencias encontradas	
				fc7 Kg/cm <sup>2</sup>	fc28 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Serie E</b>	0.40	$2.63 \times 10^{-12}$	3	439.10	585.00
	0.35	$3.47 \times 10^{-12}$	5	511.83	680.00
	0.30	$4.57 \times 10^{-12}$	8	571.60	780.00
	0.25	$6.03 \times 10^{-12}$	4	637.45	854.50
	0.20	$7.94 \times 10^{-12}$	6	610.20	790.00
<b>Serie F</b>	0.40	$6.73 \times 10^{-13}$	3.5	498.40	669.50
	0.35	$5.10 \times 10^{-13}$	8.5	571.42	773.50
	0.30	$3.87 \times 10^{-13}$	8	642.50	835.90
	0.25	$2.94 \times 10^{-13}$	5	728.42	932.50
	0.20	$2.23 \times 10^{-13}$	9	724.50	905.00

Los valores del coeficiente de difusividad  $D_{28}$ , son también calculados por el programa. En la siguiente grafica se muestra la concentración superficial según los años para este caso



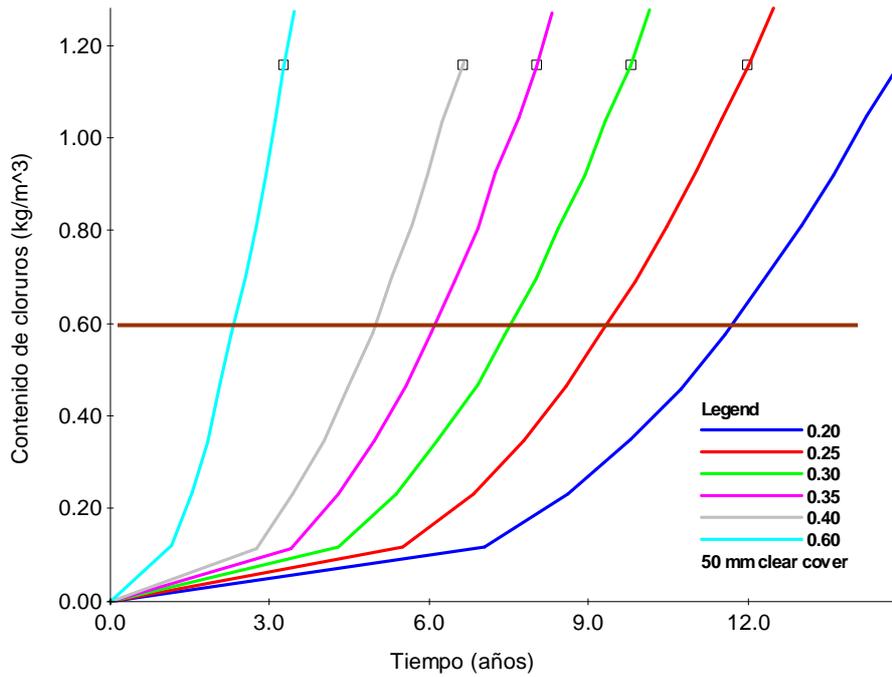
**Fig. 5.42. Evolución de la concentración superficial de cloruros para el caso 2.**

Realizando el análisis del tiempo de corrosión en el cual el ion cloruro a logrado alcanzar un contenido de  $0.06 \text{ Kg/m}^3$  cercano al acero de refuerzo, entonces el programa determina el tiempo de inicio de la corrosión y el tiempo de daños para un estado de reparación, también se asumió que seria un 10% del área afectada por la corrosión, los resultados del análisis se muestran en la siguiente tabla:

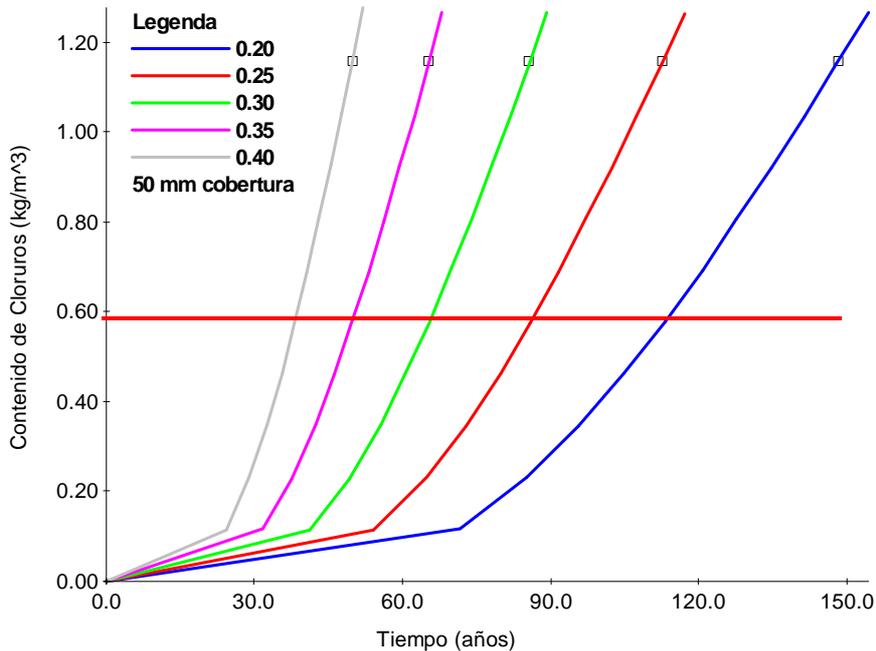
TABLA 5.19. Datos obtenidos en el análisis del Caso 2.

Código	a/cm	Tiempo de inicio de corrosión (años)	Tiempo para la 1era reparación (años)	Costo	Costo del ciclo de vida
				inicial (\$/m²)	(\$/m²)
Serie E	0.60	3.3	9.2	40.86	95.22
	0.40	6.6	12.6	43.26	80.67
	0.35	8.0	14.0	45.09	76.64
	0.30	9.8	15.8	47.66	76.07
	0.25	12.0	18.0	50.25	72.95
	0.20	14.8	20.8	55.75	75.56
Serie F	0.40	52.0	55.8	59.61	77.89
	0.35	67.9	71.2	63.66	80.30
	0.30	89.2	> 75	69.45	79.44
	0.25	117.1	> 75	75.21	83.75
	0.20	156.1	> 75	87.52	92.91

La siguiente grafica muestras las curvas de concentración versus tiempo, podemos ver claramente la tendencia de los concretos con menor relación agua/cemento a tener una mayor resistencia al ingreso del ion cloruro.

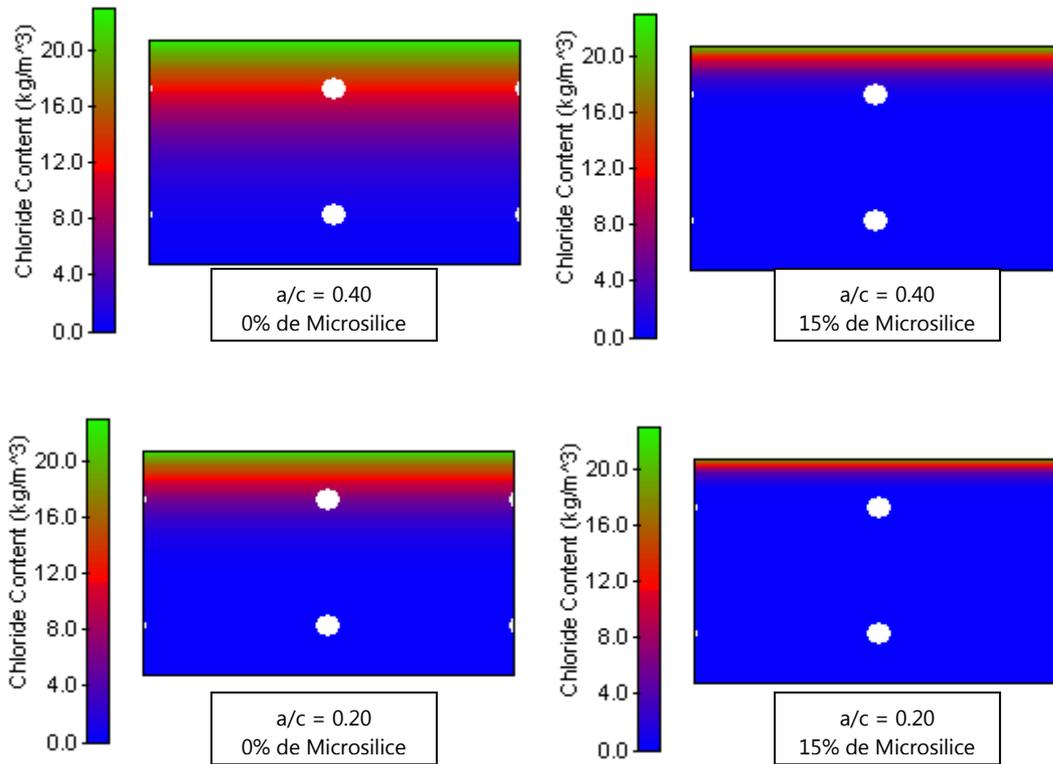


**Fig. 5.43. Curvas concentración vs tiempo para las mezclas de la serie E del caso 2, en la cual se aprecia el efecto de la calidad del concreto en la concentración de cloruros.**

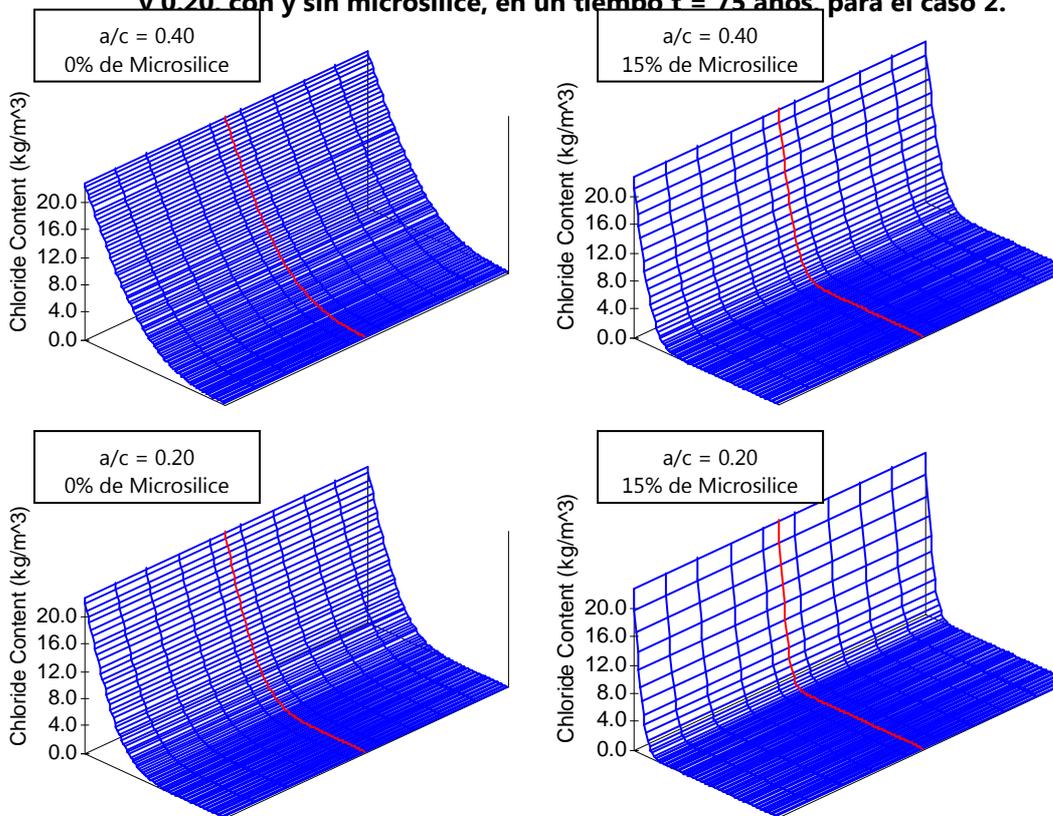


**Fig. 5.44. Curvas concentración vs tiempo para la serie F del caso 2, en la cual se aprecia el efecto de la calidad del concreto en la concentración de cloruros.**

En las graficas siguientes se muestra la evolución del ingreso de cloruros en el elemento, se compara las mezclas elaboradas con y sin microsílíce.



**Fig. 5.45. Concentración en los contornos para las mezclas con relación agua cemento 0.40 v 0.20, con y sin microsilice, en un tiempo  $t = 75$  años, para el caso 2.**



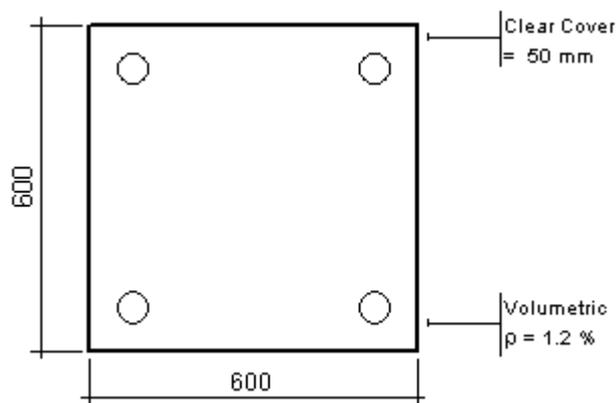
**Fig. 5.46. Concentración en los contornos en un cuadrante del elemento para mezclas relación agua cemento 0.40 y 0.20, con y sin microsilice, en un tiempo  $t = 75$  años, para el caso 2.**

De este ejemplo podemos observar claramente el efecto de la microsílíce; las mezclas sin este material no llegaron a cumplir el ciclo de vida de diseño, empezando su corrosión a pocos años de haber sido elaborados, caso contrario es el de las mezclas con microsílíce, las cuales alcanzan tiempos del inicio de la corrosión mayores, dentro de la cuales destacan las mezclas con relación agua/cemento 0.30, 0.25 y 0.20 en las cuales el tiempo de inicio de corrosión es superior al tiempo de vida útil de diseño. Respecto del análisis del costo de vida útil debemos decir que a pesar de ser las mezclas con microsílíce en un inicio mas costosas, es la mezcla con relación agua cemento de 0.40 y 15% de microsílíce la mejor alternativa para esta estructura.

CASO 3:

**Estructura portuaria, localizada en la localidad de Mollendo, la estructura se encuentra sostenida por pilotes de 60 cm x 60 cm, la cobertura del concreto es de 5 cm, y una cuantía volumétrica de acero de 1.2% se asume que la estructura penetra 800 m en el mar, en este caso se estudia los pilotes de la estructura, la estructura fue diseñada para una vida de servicio de 75 años.**

Descripción del elemento estructural:



**Fig. 5.47. Detalles del elemento estructural del caso 3.**

Datos de la mezclas utilizadas:

En el presente caso se utilizaran las mezclas elaboradas en la serie G, el programa limita el uso del contenido de microsílíce a 15%, por lo cual, solo se utilizaron las 4 primeras mezclas de las serie, cuyas características necesarias para la simulación se detallan en la tabla siguiente:

TABLA 5.21. Datos de las mezclas de base para el Caso 2.

Código	% Microsilíce	D <sub>28</sub> m <sup>2</sup> /s	Precio \$	Slump	Resistencias encontradas	
					fc7 Kg/cm <sup>2</sup>	fc28 Kg/cm <sup>2</sup>
Serie H	0	3.34 x10 <sup>-12</sup>	77.49	6	570.40	739.50
	5	1.52 x10 <sup>-12</sup>	109.78	7	612.20	777.45
	10	6.69 x10 <sup>-13</sup>	137.24	10	671.24	865.40
	15	2.94 x10 <sup>-13</sup>	161.73	5	685.23	881.45

Los valores del coeficiente de difusividad D<sub>28</sub>, son también calculados por el programa. En la siguiente grafica se muestra la concentración superficial según los años para este caso

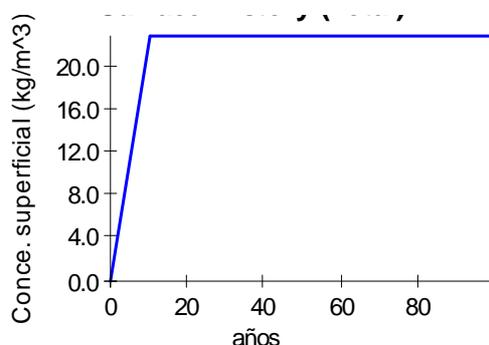


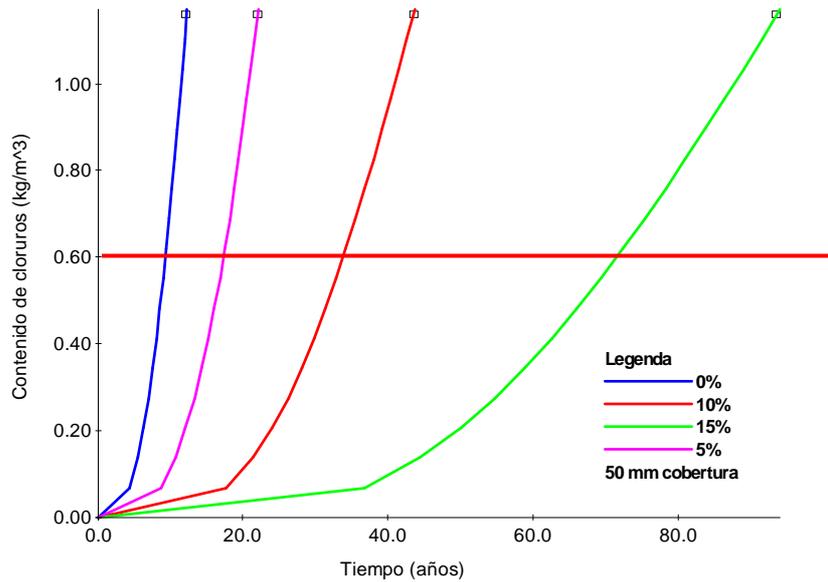
Fig. 5.48. Evolución de la concentración superficial de cloruros para el caso 3.

Realizando el análisis del tiempo de corrosión en el cual el ion cloruro a logrado alcanzar un contenido de 0.06 Kg/m<sup>3</sup> cercano al acero de refuerzo, entonces el programa determina el tiempo de inicio de la corrosión y el tiempo de daños para un estado de reparación, también se asumió que seria un 10% del área afectada por la corrosión, los resultados del análisis se muestran en la siguiente tabla:

TABLA 5.22. Datos obtenidos en el análisis del Caso 3.

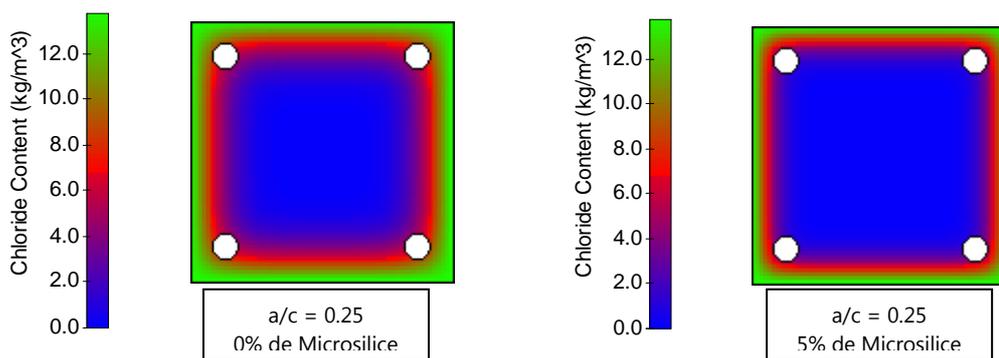
Código	% Microsilíce	Tiempo de inicio de corrosión (años)	Tiempo para la 1era reparación (años)	Costo	
				inicial (\$/m <sup>2</sup> )	del ciclo de vida (\$/m <sup>2</sup> )
Serie G	0	12.1	18.1	103.01	125.59
	5	21.9	27.9	122.39	134.99
	10	43.4	49.4	138.86	143.51
	15	> 75	> 75	153.56	153.56

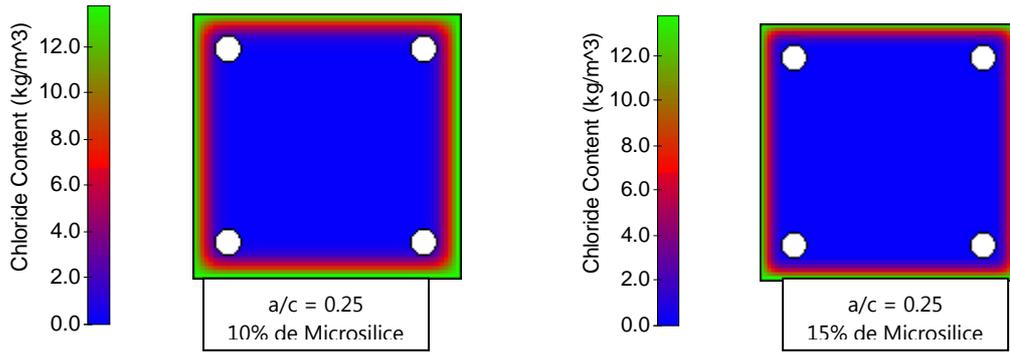
La siguiente grafica muestra las curvas de concentración versus tiempo, podemos ver claramente la tendencia de los concretos con menor relación agua/cemento a tener una mayor resistencia al ingreso del ion cloruro.



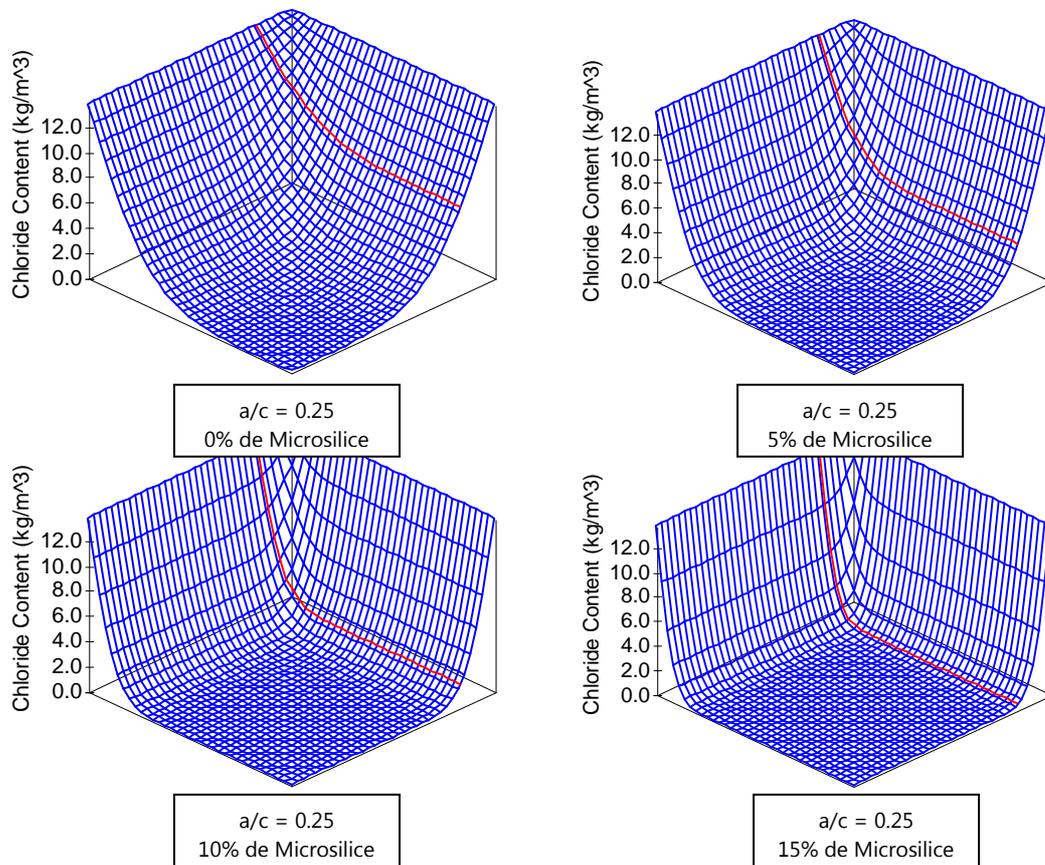
**Fig. 5.48. Curvas concentración vs tiempo para las mezclas de la serie G del caso 3, en la cual se aprecia el efecto de la calidad del concreto en la concentración de cloruros.**

En las graficas siguientes se muestra la evolución del ingreso de cloruros en el elemento, se compara las mezclas elaboradas con diferentes porcentajes de microsilice.





**Fig. 5.49. Concentración en los contornos para las mezclas con diferentes porcentajes de adición de microsilice, en un tiempo  $t = 75$  años, para el caso 3.**



**Fig. 5.40. Concentración en los contornos en un cuadrante del elemento para mezclas con relación agua cemento 0.60 y 0.20, en un tiempo  $t = 56.8$  años, para el caso 1.**

En este caso observamos que si queremos que la estructura cumpla su vida útil de servicio sin ningún daño la mezcla a utilizar sería la que contiene 15% de microsilíce, o utilizar la mezcla con 10% de microsilíce en la cual se le tendrá que

hacer una reparación aproximadamente a los 50 años de su vida de servicio; sin embargo en este caso debemos destacar la importancia de la adición de la microsílíce en las condiciones señaladas, pues la mezcla sin microsílíce solo cumple un tiempo para la primera reparación de 18.1 años, en comparación con la mezcla con 5% de microsílíce que alcanza un tiempo para la primera reparación de 27.9 años.

### **Requerimientos de los concretos sometidos al ataque de cloruros.-**

#### **▪ Selección del Cemento Apropriado**

Si solamente se tomara en consideración la corrosión de la armadura por los cloruros, con olvido de la carbonatación y la acción de los sulfatos, se podría pensar que el cemento más adecuado para un elemento estructural en exposición marina aérea, sería el Tipo I y no el resistente a los sulfatos. En efecto, su pasta tiene un pH elevado, sustentado por una gran reserva alcalina, que mantiene la pasividad del acero y además, es rico en aluminatos de calcio al no contener adiciones. De esta manera, los aluminatos se combinarían con los cloruros que penetran del entorno, impidiendo la corrosión.

Lo expuesto se aplica por los abundantes aluminatos de calcio hidratados de la pasta del portland Tipo I, que son capaces de fijar iones cloruro para formar cloroaluminato de calcio hidratado, que producen dos efectos positivos, por una parte, inmovilizan iones cloruro bloqueados en forma molecular, inoperantes a efectos corrosivos sobre la armadura y por otra, se bloquea algunos aluminatos hidratados evitando la formación con los sulfatos, de trisulfoaluminato de calcio hidratado (etringita) expansivo y destructivo para el concreto.

Sin embargo, como queda dicho, en ambiente marino la corrosión de la armadura por cloruros no se puede separar del ataque químico por sulfatos y por el magnesio. Los cementos adicionados son favorables para minimizar la permeabilidad a los cloruros debido a su capacidad para entrar en combinación, con los agentes agresivos.

El Código de Construcción de Concreto Armado del ACI, producido por el Comité 318, considera el agua de mar como un ambiente de "exposición moderada a la acción de los sulfatos", a pesar de que esta clasificación comprende un rango de sulfato de 150 a 1 500 ppm. Esto se explica por la atenuación de la acción de esta sal al combinarse con otras propias del medio. Para los concretos expuestos al agua de mar, prescribe el empleo del cemento portland tipo II y los cementos portland adicionados.

En la sección comentarios del Código se menciona que cualquier tipo de cemento portland con contenido de C3A hasta el 10% puede utilizarse, cuando la relación a/c igual o menor que 0,40.

El Comité del ACI 357 que trata de las estructuras offshore de concreto, acepta en obras marinas los cementos Portland tipos I, II ó III y los cementos portland adicionados. También indica que el contenido de C3A del cemento debe ser mayor que 4%, para la protección al acero y menor del 10% para garantizar la resistencia a los sulfatos.

Si tomamos en cuenta los elementos de concreto ubicados entre la alta y la baja marea y aquella expuesta a las salpicaduras, podría adoptarse criterios más exigentes, indicando el empleo de un cemento portland tipo V para estos elementos sujetos a mayor riesgo.

#### ▪ **Proporcionamiento del Concreto**

El factor más significativo en el desempeño del concreto expuesto al ambiente marino es su composición intrínseca. La experiencia internacional ha establecido condiciones similares en los reglamentos más acreditados. La relación agua cemento es el factor más importante en la protección de las armaduras, gobierna el volumen de vacíos capilares y su interrelación en el interior del concreto, siendo éste el vehículo para la penetración de las sales agresivas. Se ha establecido que el mínimo de vacíos se obtiene con relaciones a/c 0,37.

El Comité del ACI 318 prescribe una relación a/c de 0.40 para los concretos expuestos al agua de mar o "spray" marino. El Comité 352 recomienda este mismo valor para la zona de salpicadura y para las construcciones aéreas, asumiendo un valor de 0,45 para los concretos sumergidos. Es conveniente considerar el contenido mínimo de cemento, como garantía de la formación de productos de hidratación, que aseguren el buen comportamiento del concreto frente a la corrosión. Esta practica generalizada en el continente europeo, ha sido adoptada por el comité 357 del ACI que recomienda un mínimo de 356 kg/m<sup>3</sup>, para proteger el acero de la corrosión y un contenido máximo de 415 kg/m<sup>3</sup> a efecto de evitar las fisuras por deformación térmica.

Adicionalmente a las dos condiciones establecidas en los párrafos anteriores, los Comités del ACI 357 y 318 estipulan una resistencia mínima, de 35 MPa y de 42 MPa respectivamente para los elementos de concreto expuestos a ataques severos. Esta prescripción es conveniente debido a que el ensayo de resistencia está generalizado y es de fácil ejecución, por lo que resulta útil en el control de calidad, a diferencia de los mecanismos de control que es necesario asegurar para verificar el contenido de cemento y la relación agua cemento que se aplica en obra.

Finalmente, es necesario asegurar el espesor del concreto que recubre las armaduras. En efecto, la corrosión del concreto se desarrolla en razón de la raíz cuadrada del tiempo, en consecuencia si el recubrimiento se reduce a la mitad, la corrosión podrá ocurrir aceleradamente en la cuarta parte del tiempo. El recubrimiento del concreto debe ser de espesor tal que retarde el ingreso de cloruros y de ser posible del CO<sub>2</sub>, los espesores recomendados por el código ACI 318 y por las normas peruanas se muestran en la siguiente tabla:

TABLA 5.23. Recubrimiento o cobertura mínima del concreto al refuerzo.

Concreto vaciado in situ	Recubrimiento o mínimo (mm)
a) Concreto vaciado contra el suelo o en contacto con agua de mar	70
b) Concreto en contacto con el suelo o expuesto al ambiente	
▪ Barras de 5/8" o menores	40
▪ Barras de 3/4" o mayores	50
c) Concreto no expuesto al ambiente (protegido por un revestimiento) ni en contacto con el suelo (vaciado con encofrado y/o solado)	
▪ Losas, aligerados	20
▪ Muros o muros de corte	20
▪ Vigas y columnas	40
▪ Cáscaras o laminas plegadas	20
Concreto prefabricado (en condiciones de control de planta)	Recubrimiento o mínimo (mm)
a) Concreto en contacto con el suelo o expuesto al ambiente	
▪ Paneles para muros y losas	20
Otros elementos:	
▪ Barras de 5/8" o menores	40
▪ Barras de 3/4" o mayores	30
c) Concreto no expuesto al ambiente ni en contacto con el suelo	
▪ Losas, aligerados	15
▪ Vigas y columnas	20
▪ Cáscaras o laminas plegadas	15

### **Protección y reparación de estructuras de concreto sometidos al ataque de cloruros.-**

Para proteger de la corrosión las estructuras de concreto armado, en especial en zonas de ambiente marino, la medida más eficiente y económica es proteger las barras con un recubrimiento de concreto de apropiado espesor y mínima porosidad. Este último factor, se evalúa por una menor relación agua cemento, alrededor de 0.4 y por la cantidad de cemento, en un límite mínimo de 350 kg/m<sup>3</sup> estas condiciones se controlan generalmente por la resistencia a la compresión. La selección de cemento mas apropiado como son los tipos resistentes a los sulfatos y los cementos adicionados o los Portland tipo I según sea el caso, contribuye efectivamente a la prevención. Sin embargo actualmente existen

sistemas específicos para la protección contra la corrosión del refuerzo dentro de los que debemos destacar los siguientes:

### Sistemas de reparación:

- Reparación mediante parcheo
- Reemplazo del concreto contaminado.
- Extracción de los cloruros.

### Sistemas de prevención y reparación:

- Sistemas de protección catódica
  - a. Sistemas de corriente impresa
  - b. Sistemas galvanicos
- Ánodos galvanicos

A continuación se da una breve descripción de estos sistemas de prevención y reparación, debido que muchos de estos son practicas comunes pero no son adecuados para el problema real de la corrosión del acero.

### Reparación por parcheo:

Este sistema mal utilizado para reparar elementos de concreto que han sufrido daños por corrosión del acero de refuerzo, no hace mas que acelerar la corrosión del concreto contaminado con cloruros y que no ha sido removido, esto debido a la diferencia de potencial entre el concreto contaminado y el área de parcheo, como se muestra en la siguiente figura:

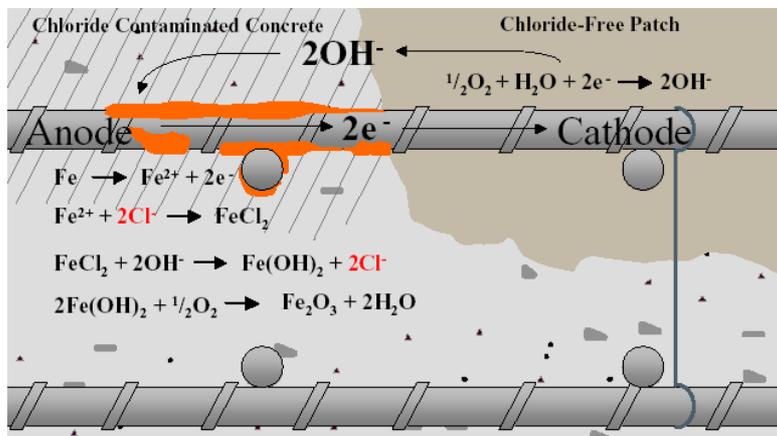


Fig. 5.41. Mecanismos de la corrosión acelerada por "parcheo".

### Extracción de los cloruros:

La extracción de los cloruros se realiza de por un medio electroquímico, creando una ánodo temporal mediante una fuente de energía externa, es ha este anodo donde serán transportados los iones de cloro del concreto, de esta manera se produce la extracción, siendo posible después realizar operaciones de aislamiento o reemplazo del elemento, este sistema se muestra en la siguiente grafica.

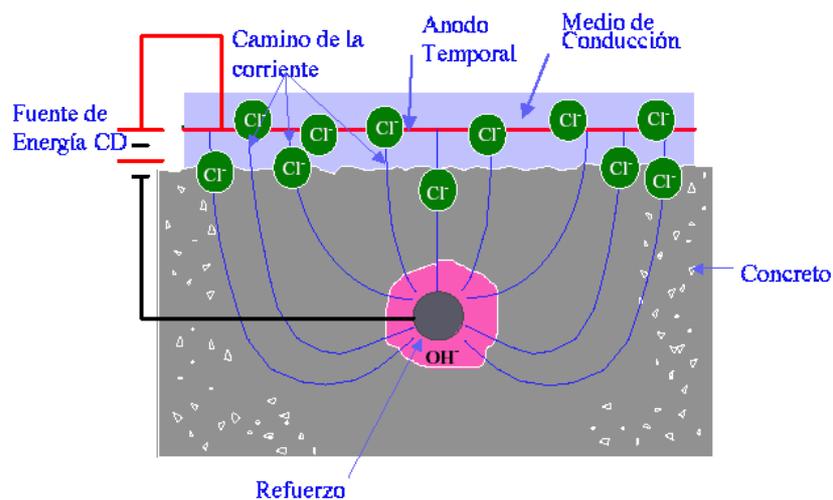


Fig. 5.41. Extracción electroquímica de los cloruros.

### Sistemas de protección catódica:

Estos sistemas actúan mediante la aplicación de corriente al acero de refuerzo deteniendo así el proceso de corrosión, dentro de este sistema tenemos dos métodos:

- Sistema de corrientes impresa; en el cual una fuente de energía externa dirige la corriente del ánodo al acero de refuerzo (cátodo).
- Sistemas galvanicos; en este sistema un metal de sacrificio se corroe proveyendo protección al acero.

Las siguientes graficas muestran los diferentes sistemas de protección catodica y sus mecanismos de protección:

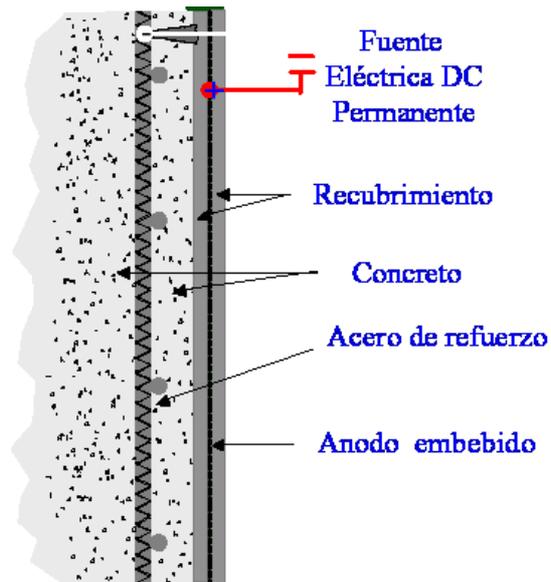


Fig. 5.41. Sistema de protección catódica por ánodos distribuidos.

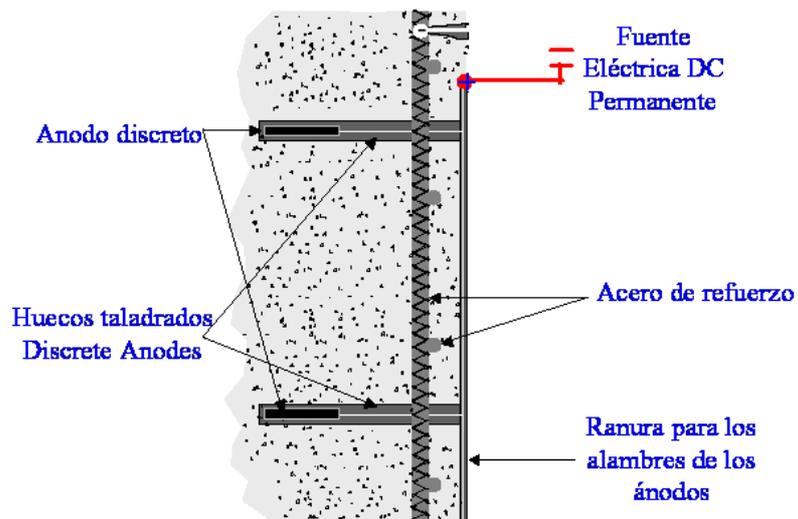


Fig. 5.42. Sistema de protección catódica por ánodos discretos



Fig. 5.43. Sistema de galvanico de protección.

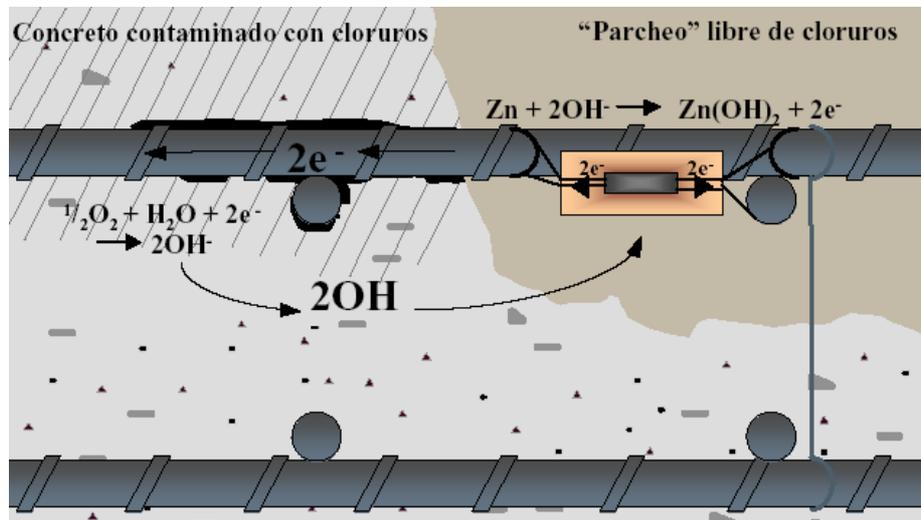


Fig. 5.44. Sistemas de ánodos galvanicos embebidos.

# **CAPITULO VI**

## **PROPIEDADES DEL CONCRETO REFORZADO DE ALTO DESEMPEÑO**

---

### **6.1. CONCRETO REFORZADO DE ALTO DESEMPEÑO.-**

#### **6.1.1. Introducción.-**

El diseño en concreto armado de concretos convencionales (resistencia < 500 Kg/cm<sup>2</sup>), se encuentra normado y detallado en múltiples códigos y estándares nacionales e internacionales, sin embargo el uso de concretos de alto desempeño con características de elevadas resistencias ha dado lugar a múltiples propuestas sobre el diseño en concreto armado con este tipo de concretos. Actualmente los reglamentos en concreto armado como la norma

ACI-318, no abarcan este tipo de materiales, por otra parte reglamentos como los Australianos y Neo Zelandeses si incluyen en sus códigos de diseño a estos materiales.

El objetivo de la presente sección es revisar la información existente, mostrando las recomendaciones establecidas para el diseño en concreto armado de vigas, columnas y muros con características de resistencia entre 50 a 100 MPa.

### 6.1.2. Modulo de elasticidad y relación de Poisson.-

Muchas expresiones han sido dadas para el calculo del modulo de elasticidad de concretos de alta resistencia. La expresión mostrada a continuación muestra una buena correlación con los datos, esta expresión se encuentra incorporada en los códigos de diseño Canadienses y Neo zelandeses.

$$E_c = (3320\sqrt{f'_c} + 6900) \left( \frac{\rho}{2300} \right) \quad (6.1.)$$

donde:

$f'_c$  : Resistencia a la compresión en MPa

$\rho$  : Densidad del concreto en Kg/m<sup>3</sup>

$$E_c = (10578.4\sqrt{f'_c} + 70050) \left( \frac{\rho}{2300} \right) \quad (6.1^a.)$$

donde:

$f'_c$  : Resistencia a la compresión en Kg/cm<sup>2</sup>

$\rho$  : Densidad del concreto en Kg/m<sup>3</sup>

Las ecuaciones presentadas son muy recomendadas por diferentes investigadores, respecto a la relación de Poisson; Perenchino y Klieger reportan valores de 0.2 a 0.28 para resistencias entre 55 a 80 MPa, ellos concluyen que el valor de la relación de Poisson tiende a decrecer con un

incremento de la relación agua-cemento, por lo cual para concretos de alta resistencia, se indica que es adecuado asumir un valor de 0.2.

### 6.1.3. Resistencia a la tracción.-

Los resultados de resistencia a la tracción reportados por diferentes autores muestran una gran dispersión, las ecuaciones propuestas en diferentes artículos nos dirigen hacia el uso de las siguientes expresiones:

$$\text{Resistencia a la tracción directa} = 0.4\sqrt{f'_c} \quad (6.2.)$$

$$\text{Resistencia a la tracción por flexión} = 0.6\sqrt{f'_c} \quad (6.3.)$$

donde:

$f'_c$  : Resistencia a la compresión en MPa

$$\text{Resistencia a la tracción directa} = \frac{65}{51}\sqrt{f'_c} \quad (6.2^a.)$$

$$\text{Resistencia a la tracción por flexión} = \frac{65}{34}\sqrt{f'_c} \quad (6.3^a.)$$

donde:

$f'_c$  : Resistencia a la compresión en Kg/cm<sup>2</sup>

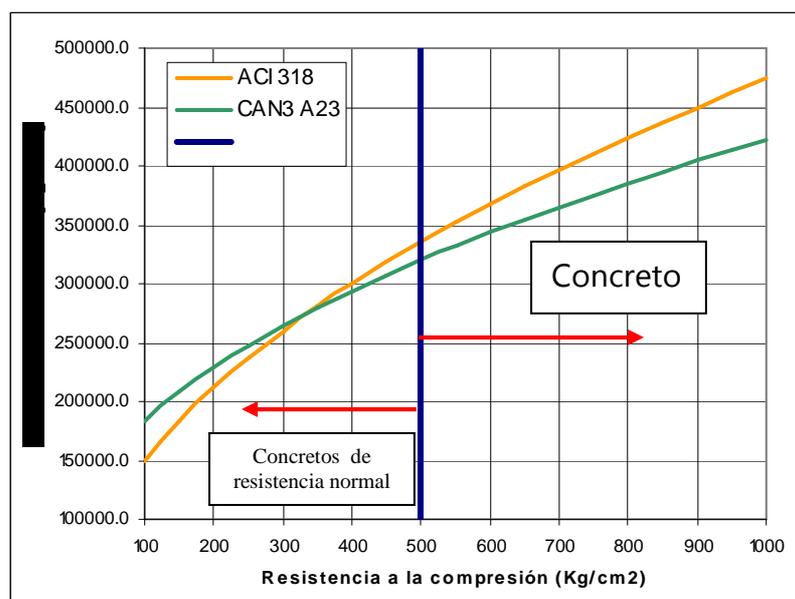


Fig. 6.1. Comparación entre los módulos de elasticidad calculados con la expresión de la norma ACI 318 y los de la norma CAN 3-A23.

#### **6.1.4. Vigas de Concreto de alta resistencia .-**

##### **6.1.4.1. Resistencia a la flexión.-**

La resistencia a la flexión de una viga es habitualmente calculada asumiendo una distribución lineal de deformaciones sobre la altura de la sección y considerando el equilibrio de fuerzas y momentos. Al aplicar este procedimiento, dos factores requieren atención. Primero, la deformación  $\epsilon_{cu}$  en la cual la cara extrema a compresión alcanza la falla debe ser conocida. Segundo, La distribución de los esfuerzos en el concreto debe ser conocida.

La deformación última del concreto varía con su resistencia, un valor igual a 0.003 es reportado como satisfactorio. Este valor es especificado en muchos códigos. En la norma Canadiense  $\epsilon_{cu}$  toma el valor de 0.0035.

En las normas y códigos, la distribución de esfuerzos a la compresión en el concreto es remplazada por un rectángulo de esfuerzos equivalente. Este rectángulo tiene una distribución uniforme de esfuerzos de  $0.85 f'_c$  y una longitud menor que la distancia del borde al eje neutro. Para concretos de alta resistencia muchos investigadores concuerdan con que el valor del esfuerzo uniforme debe ser menor que  $0.85 f'_c$ . En la norma Neocelandesa y canadiense, la longitud del rectángulo equivalente es tomada como  $\gamma$  veces la longitud al eje neutro y el valor del esfuerzo uniforme tomado como  $\alpha f'_c$  donde:

$$\gamma = 0.85 - 0.008(f'_c - 30) \quad (6.4.)$$

con los límites de  $0.65 \leq \gamma \leq 0.85$

$$\alpha = 0.85 - 0.004(f'_c - 55) \quad (6.5.)$$

con los límites de  $0.75 \leq \alpha \leq 0.85$ ,  $f'_c$  en MPa. Notamos que  $\alpha = 0.85$  cuando  $f'_c \leq 55 \text{ MPa}$  y  $\alpha = 0.75$  cuando  $f'_c \geq 80 \text{ MPa}$ .

En la norma Canadiense,  $\gamma$  y  $\alpha$  :son encontrados mediante las siguientes ecuaciones:

$$\gamma = (0.97 - 0.0025 f'_c) \geq 0.67 \quad (6.6.)$$

$$\alpha = (0.85 - 0.0015 f'_c) \geq 0.67 \quad (6.7.)$$

El valor mínimo de 0.67 para ambos coeficientes no se alcanza hasta  $f'_c > 125MPa$ .

El diseño de vigas en la practica se encuentra sobre reforzada y su resistencia a la flexión es controlada por el esfuerzo de fluencia en tensión del acero. Los valores del bloque rectangular de esfuerzos por lo tanto tendrán un efecto insignificante en los cálculos de diseño.

La ecuación 6.4. es similar a la expresión dada en norma 318 del ACI, la ecuación 6.5. se ajusta a la tendencia observada en las pruebas. Diferentes autores recomiendan el uso de estas dos ecuaciones con  $\epsilon_{cu} = 0.003$ .

#### **6.1.4.1.1. Cuantía máxima de acero.-**

Si tomamos  $\epsilon_{cu} = 0.003$ , la profundidad del eje neutro y la de la falla balanceada  $d_{nb}$  es dada por:

$$d_{nb} = \left[ \frac{0.003}{0.003 + \epsilon_y} \right] d \quad (6.8.)$$

donde  $\epsilon_y$  es la deformación de fluencia del acero de refuerzo y  $d$  es la profundidad efectiva. Para asegurar la falla dúctil las normas y códigos limitan la profundidad del eje neutro  $d_n$  a un valor menor que  $d_{nb}$ . En el código Australiano  $d_n$  es limitada a un máximo de  $0.4d$ .

Si tomamos  $d_n = 0.4d$ , para secciones rectangulares de concreto reforzado, la cuantía máxima de acero  $\rho_{max}$  es dada por:

$$\rho_{\max} = 0.4\alpha\gamma \frac{f'_c}{f_y} \quad (6.9.)$$

Cuando  $f'_c = 80$  MPa (812 Kg/cm<sup>2</sup>) de las ecuaciones 6.4. y 6.5 tenemos que  $\gamma = 0.65$  y  $\alpha = 0.75$ . Para  $f_y = 400$  MPa de la ecuación 6.9 obtenemos  $\rho_{\max} = 0.039$ . En otras palabras, para concretos de alta resistencia valores altos de  $\rho_{\max}$  son posibles, en la norma Neozelandesa,  $\rho_{\max}$  es tomada como 0.025 cuando se diseña por efectos sísmicos.

#### 6.1.4.1.2. Cuantía mínima de acero.-

Para prevenir la falla frágil en la primera grieta, la cuantía no debe ser menor que la mínima. En la norma Canadiense, el área mínima de acero a tensión  $A_{st \min}$  es dada por:

$$A_{st \min} = 0.2\sqrt{f'_c} b_t \frac{D}{f_y} \quad (6.10.)$$

donde  $b_t$  es el ancho de la zona en tensión de la sección y  $D$  es la profundidad total de la viga.

En la norma neozelandesa  $A_{st \min}$  es dada por:

$$\frac{A_{st \min}}{b_w d} = \rho_{\min} = \frac{0.25f'_c}{f_y} \quad (6.11.)$$

Las ecuaciones 6.10 y 6.11 son similares y recomendadas. La ecuación 6.11. sigue el formato clásico utilizado comúnmente. De acuerdo con la ecuación 6.11. cuando  $f'_c = 30$  MPa,  $\rho_{\min} = 1.4/f_y$  y cuando  $f'_c = 80$  MPa,  $\rho_{\min} = 2.2/f_y$ .

#### 6.1.4.2. Resistencia a corte.-

Las recomendaciones para el diseño por corte contenidas en la norma Australiana pueden ser usadas en vigas de concreto de alta resistencia. De

acuerdo con el cortante ultimo  $V_n$  de una viga de concreto reforzado con estribos verticales y sin carga axial tendremos:

$$V_n = (V_c + V_s) \leq V_{\max} \quad (6.12.)$$

donde:

$$V_c = \beta_1 b_v d_o \left( \frac{A_{st} f'_c}{b_v d_o} \right)^{1/3} \quad (6.13.)$$

$$\beta_1 = 1.1 \left( 1.6 - \frac{d_o}{1000} \right) \geq 1.1 \quad (6.14.)$$

aquí,  $b_v$  es el ancho efectivo de la viga,  $d_o$  es la distancia del fibra extrema en compresión al centroide de la capa externa del refuerzo a tensión, y  $A_{st}$  es el área del refuerzo longitudinal en la zona a tensión. La ecuación 6.12. puede ser adecuadamente modificada para vigas de concreto pretensado o incluir fuerza axial.

La resistencia al corte es limitada a un máximo valor de:

$$V_{\max} = 0.2 f'_c b_v d_o \quad (6.15.)$$

También, la fuerza cortante  $V_s$  resistida por los estribos es dada por:

$$V_s = A_{sv} f_y \left( \frac{d_o}{s} \right) \cot \theta \quad (6.16.)$$

donde  $A_{sv}$  es el área vertical de los estribos,  $s$  es el espaciamiento de estribos, y  $\theta$  es el ángulo entre el eje del concreto en compresión y el eje longitudinal de la viga, tomando una variación lineal de  $30^\circ$  cuando  $V_u = \phi V_{\min}$  y  $45^\circ$  cuando  $V_u = \phi V_{\max}$ .

El área mínima de refuerzo al corte puede ser tomada como:

$$A_{sv,\min} = 0.06 \sqrt{f'_c} s \frac{b_v}{f_y} \quad (8.17.)$$

Entonces, el esfuerzo al corte de la viga que contiene este mínimo refuerzo, designado como  $V_{min}$ , es dada por:

$$V_{min} = V_c + 0.10\sqrt{f'_c}b_v d_o \quad (6.18.)$$

donde  $f'_c$  es expresada en MPa. Los requerimientos de diseño serán:

$$V_u \leq \phi V_n \quad (6.19.)$$

donde  $V_u$  es el cortante ultimo de diseño y  $\phi$  es el factor de reducción.

### 6.1.5. Columnas de Concreto de alta resistencia .-

#### 6.1.5.1. Columnas cargadas uní axialmente.-

La figura 6.2. muestra un diagrama esfuerzo-deformación esquemático de columnas sujetas a carga axial con diferentes cantidades de refuerzo transversal. El punto A en la figura indica que la carga a descascarado la cobertura de la columna, su comportamiento dependerá entonces de su área relativa y de la cantidad de refuerzo transversal. Siguiendo con el descascamiento del concreto hasta alcanza el punto B. Mas allá de este punto investigadores como Bjerkeli, Cusson y Nishiyama reporta que es posible un incremento de la resistencia axial de las columnas por encima del 150% de lo calculado por la norma 318, esto dado por el comportamiento dúctil que provee el refuerzo transversal.

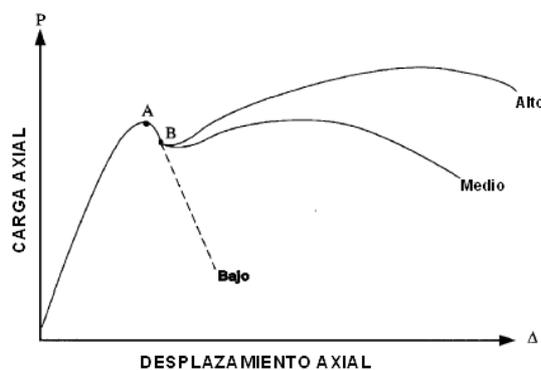


Fig. 6.2. Comportamiento esquemático de columnas de concreto de alta resistencia sujetas a carga axial concéntrica, incorporando bajas, media y altas cantidades de refuerzo transversal.

La capacidad de carga axial concéntrica a compresión  $P_o$  es usualmente dada por:

$$P_o = 0.85 f'_c (A_g - A_s) + f_y A_s \quad (6.20.)$$

donde  $A_g$  es el área total de concreto y  $A_s$  el área del acero longitudinal.

Columnas con concretos de alta resistencia bien confinadas pueden resistir resistencias en exceso de las predecidas por la ecuación 6.20. Los datos reportados por Cusson y Paultre muestran que la ecuación 6.20. puede ser aceptada con tal que la sección contenga por lo menos 8 varillas longitudinales de acero.

En el código Neocelandés y Canadiense  $P_o$  es hallado con la ecuación:

$$P_o = \alpha f'_c (A_g - A_s) + f_y A_s \quad (6.21.)$$

donde  $\alpha$  es dada por la ecuación 8.5.

En la ecuación 6.21., el factor  $\alpha$  reemplaza al valor 0.85 de la ecuación 6.20. para responder a la reducción de resistencia observada en las columnas de concreto de alta resistencia provistas de una cantidad nominal de acero de refuerzo transversal. Debemos notar que en la ecuación 6.21. cuando  $f'_c < 55 \text{MPa}$ ,  $\alpha = 0.85$  y la ecuación 6.21 se convierte en la ecuación 6.20. El valor de  $\alpha$  ha sido investigado experimentalmente en columnas de concretos de alta resistencia, Algunos de estos valores se muestran en la tabla siguiente.

Tabla 6.1: Rango de valores  $\alpha$  obtenidos experimentalmente para concretos de alta resistencia.

Investigador	Rango de los valores obtenidos para $\alpha$
Saatcioglu y Rasvl (1992)	0.89 – 0.92
Bjerkeli et al. (1990)	0.94 – 0.96
Yong et al. (1988)	0.87 – 0.97
Cusson y Paultre (1994)	0.88
Universidad de Toronto (1993)	0.6 – 1.1

### 6.1.5.2. Detalles del refuerzo.-

Los resultados de pruebas disponibles en la literatura, muestran que el espaciamiento nominal de los estribos especificados en los códigos no es adecuado para las columnas de concretos de alta resistencia. En la norma canadiense, el espaciamiento de los estribos en las columnas es reducido en 25% cuando  $f'c > 50\text{MPa}$ . De acuerdo al espaciamiento de los estribos o zunchos usados como refuerzo lateral, estos no deben exceder en su espaciamiento a 0.75 veces la menor dimensión lateral de la sección o 12 veces el diámetro de la barra menor de refuerzo longitudinal.

$$s \leq \begin{cases} 0.75 \text{ veces la menor dimensión lateral de la columna} \\ 12\phi_p \ (\phi_p = \text{diámetro de la varilla longitudinal}) \end{cases} \quad (6.22.)$$

Otros detalles del refuerzo de columnas de concretos de alta resistencia están de acuerdo con las practicas comunes dadas por los códigos y normas.

### 6.1.5.3. Columnas sometidas a carga de compresión y flexión.-

La resistencia de columnas de concreto de alta resistencia sometidas a la acción combinada de carga axial de compresión y momento de flexión, cuando existe una sección de la columna sometida a tracción esta es calculada asumiendo una distribución lineal de deformaciones sobre la sección y considerando el equilibrio de fuerzas y momentos. Similarmente al caso de las vigas, la falla del concreto a una deformación  $\epsilon_{cu}$  es tomada como 0.003 y la zona a compresión del concreto es representada por el bloque de esfuerzos equivalente definido por los parámetros  $\gamma$  y  $\alpha$  dados en las ecuaciones 6.4 y 6.5 respectivamente. El diagrama de interacción de la columna es luego obtenido de la manera usual.

El concepto del rectángulo equivalente de esfuerzos puede ser validado en el diagrama de interacción cuando la profundidad del eje neutro  $d_n$  es igual a la

profundidad de la capa extrema del acero a tensión do medida desde la cara a compresión. Para  $d_n > d_o$ , el concepto del rectángulo equivalente de esfuerzos no es aplicable. Esta parte del diagrama de interacción es usualmente aproximado por una línea recta entre la carga axial pura  $(0, P_o)$  y el punto correspondiente a  $d_n = d_o$ .

#### 6.1.5.4. Columnas esbeltas.-

Las columnas esbeltas de concreto de alta resistencia pueden ser diseñadas usando el método de amplificación de momento descrito en las normas y códigos. Sin embargo, las expresiones empíricas dadas en las normas y códigos, resultan en un diseño muy conservador especialmente en concretos de alta resistencia. El procedimiento presentado a continuación fue presentado por Rangan, y es muy recomendado. Este procedimiento muestra buena correlación con 143 pruebas en columnas esbeltas de alta resistencia.

De acuerdo al procedimiento, si  $P_u$  es la carga axial última y  $e$  una excentricidad equivalente luego el coexistente momento amplificado  $M_e$ , es dado por:

$$M_e = P_u (e + \Delta_y + \Delta_{cp}) \quad (6.23.)$$

En la ecuación 6.23., la deflexión  $\Delta_y$  y la falla pueden ser calculadas de la siguiente manera:

- Para  $P_u \geq \phi P_b$

$$\Delta_y = \Delta_{yb} \frac{(\phi P_o - P_u)}{(\phi P_o - \phi P_b)} \quad (6.24.)$$

- Para  $P_u \leq \phi P_b$

$$\Delta_y = \Delta_{yo} + (\Delta_{yb} - \Delta_{yo}) \frac{P_u}{\phi P_b} \quad (6.25.)$$

donde:

$$\Delta_{yb} = (0.003 + \varepsilon_y) \frac{L_e^2}{\pi^2 d_o} \quad (6.26.)$$

$$\Delta_{yo} = (1.6\varepsilon_y) \frac{L_e^2}{\pi^2 d_o} \quad (6.27.)$$

Pb es la carga axial en condiciones de falla balanceada,  $\phi$  es el factor de reducción, Po es la carga axial bajo compresión concéntrica dada en la ecuación 6.21., Le es longitud efectiva de la columna,  $\varepsilon_y$  y  $f_y$  son respectivamente, la deformación de fluencia y el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, y do es la profundidad de la capa extrema de acero a tensión medida desde la cara a compresión. En la ecuación 6.23, la excentricidad e puede ser tomada como:

$$e = k_m \frac{M_2}{P_u} \quad (6.28.)$$

donde M2 es el valor del mayor momento factorizado, km es dado por:

$$k_m = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \quad (6.29.)$$

y M1 es el menor momento factorizado. La relación M1/M2 es menor o igual a la unidad y es tomada negativa cuando la columna es flexionada en curvatura simple y positiva para una curvatura doble.

Adicionalmente, la definición de deflexión por flujo  $\Delta_{cp}$  de la columna que es tratada como un excentricidad adicional en la ecuación 6.23., puede ser calculada como sigue:

$$\Delta_{cp} = \Delta_{tot} - \Delta_e \quad (6.30.)$$

donde  $\Delta_{tot}$  es la deflexión total de la columna dada una carga continua, y  $\Delta_e$  su componente elástica. Ambos deflexiones se calculan de la siguiente manera:

$$\Delta_{tot} = \frac{e}{\frac{P_c}{P_\phi} - 1} \quad (6.31.)$$

donde:

$$P_c = \pi^2 \left( \frac{EI}{L_e^2} \right) \quad (6.32.)$$

$$EI = \frac{\lambda E_c I_g}{1 + 0.8 \phi_{cc}} \quad (6.33.)$$

$$\lambda = 0.6 + \frac{e_b}{8 \cdot e} \leq 1.0 \quad (6.34.)$$

$P_\phi$  es la carga axial debida a la carga continua,  $\phi_{cc}$  es el coeficiente de flujo, y  $e_b$  es el valor de  $e$  correspondiente al estado de falla balanceada en combinación de carga de compresión y momento.

El componente elástico es calculado como:

$$\Delta_e = \frac{e}{\frac{P_{co}}{P_\phi} - 1} \quad (6.35.)$$

$$P_{co} = \frac{\lambda \pi^2 E_c I_g}{L_e^2} \quad (6.36.)$$

De las expresiones anteriores se observa que  $\Delta_e$  es un valor particular de  $\Delta_{tot}$  cuando  $\phi_{cc} = 0$ .

Basados en las expresiones anteriores, los siguientes pasos son propuestos para el diseño de columnas esbeltas con concretos de alta resistencia.

- Seleccionar la sección de prueba de la columna. Calcular la longitud efectiva  $L_e$  de la columna, se recomienda el uso de los métodos presentados en las diferentes normas.
- Calcular la excentricidad  $e$  en la ecuación 6.28.

- Calcular los puntos para el diagrama de interacción para la sección de la columna usando el rectángulo equivalente de esfuerzos definido por las ecuaciones 6.4 y 6.5.
- Calcular  $\Delta_{cp}$  de las ecuaciones 6.30, 6.31 y 6.35 y  $\Delta_y$  de las ecuaciones 6.24 o 6.25.
- Para estos valores de  $e$ ,  $\Delta_y$  y  $\Delta_{cp}$ , y un valor dado de  $P_u$ , se calcula  $M_e$  en la ecuación 6.23.
- Verifique si la resistencia de diseño de la columna es adecuada para resistir los efectos combinados de la acción de los factores  $P_u$  y  $M_e$ .

### 6.1.6. Muros de Concreto de alta resistencia .-

#### 6.1.6.1. Resistencia a la flexión y corte.-

La resistencia a la flexión de muros de concreto de alta resistencia puede ser calculada por la teoría usual de secciones de concreto reforzado sujetas a la acción combinada de carga axial y momento.

En la investigación llevada a cabo por el ingeniero Viaja Rangan, se probaron muros con resistencia que variaban desde 210 Kg/cm<sup>2</sup> hasta 1250 Kg/cm<sup>2</sup>, la predicción de las ecuaciones correlacionaron muy bien con los resultados de las pruebas, el promedio de la relación entre los valores medidos y los calculados fue de 1.09 con un coeficiente de variación de solo 12%.

De acuerdo a esta investigación, el resistencia al cortante  $V_n$  de los muros esta dada por:

$$V_n = t_w d_w \left( \rho_l f_{ly} + \frac{N_u}{A_g} \right) \tan \theta \leq V_{\max} \quad (6.37.)$$

donde  $t_w$  es el espesor del muro,  $d_w$  es la longitud horizontal del muro entre los centro de los elementos,  $L_w$  es la longitud del muro,  $\rho_l = A_l / t_w L_w$  es el área vertical de acero en el muro en ambas caras,  $f_{ly}$  es el esfuerzo de fluencia del

acero de refuerzo, un es la carga ultima de diseño a compresión en el muro, y  $A_g$  es el área bruta de la sección del muro. En la ecuación 6.37  $\theta$  es la inclinación del plano de falla al eje longitudinal y es dada por:

$$\tan \theta = \frac{d_w}{H_w} \quad (6.38.)$$

con los limites de  $30^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ , donde  $H_w$  es la altura del muro.

Para asegurar la fluencia vertical del acero, el esfuerzo cortante es limitado a un máximo de  $V_{max}$  dado por:

$$V_{max} = k_3 f'_c t_w d_w \frac{\sin \theta \cos \theta}{1.14 + 0.68 \cot^2 \theta} \quad (6.39.)$$

donde  $k_3$  es el factor de reducción relacionado a la resistencia de un cilindro de concreto in situ, es definido por:

$$k_3 = 0.6 + \frac{10}{f'_c} \leq 0.85 \quad (6.40.)$$

Por supuesto que en adición al acero vertical, el muro debe contener acero horizontal, para un adecuado control del agrietamiento dados los efectos de contracción y temperatura, el valor mínimo de cuantía de refuerzo horizontal es tomado como  $1.4/f_{sy}$ , donde  $f_{sy}$  es el esfuerzo de fluencia del acero horizontal. Este valor es recomendado por la norma Australiana para losas cuando un moderado grado de control sobre el agrietamiento es requerido.

Es también necesario asegurar que la cuantía vertical de acero  $\rho$  no sea menor que 0.0025 por propósitos de control de grietas. Además el espacio entre barras no debe ser exceder el menor valor entre  $2.5t_w$  o 5 cm.

## 6.2. CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN DEL CONCRETO DE ALTO DESEMPEÑO.

Las edificaciones de concreto reforzado son generalmente diseñadas para exhibir cierta ductibilidad durante la acción de sismo severo, por muchos años diferentes investigadores han buscado un método para detallar el refuerzo transversal, de tal manera que se incremente la resistencia y ductibilidad de las columnas de concreto reforzado. En la presente investigación se ha demostrado que un adecuado confinamiento del corazón de concreto puede mejorar la ductibilidad de la columna de manera mas eficientemente, este efecto se puede observar en la figura 6.2.

El objetivo de la presente sección fue el de estudiar la curva esfuerzo deformación de especímenes de concreto reforzado, para esto se utilizo refuerzo transversal en forma de espiral, en probetas de concreto convencionales de 15x30 cm. Adicionalmente se incluyo refuerzo transversal, sin embargo este se puso en una muy baja cuantía.

Se estudio el efecto del confinamiento brindado por estribos en forma de espiral en los concretos de alta resistencia, la figura 6.2 y 6.3, se muestra esquemáticamente el efecto de confinamiento brindado por los estribos, podemos observar que el confinamiento dado por los estribos rectangulares no es total.

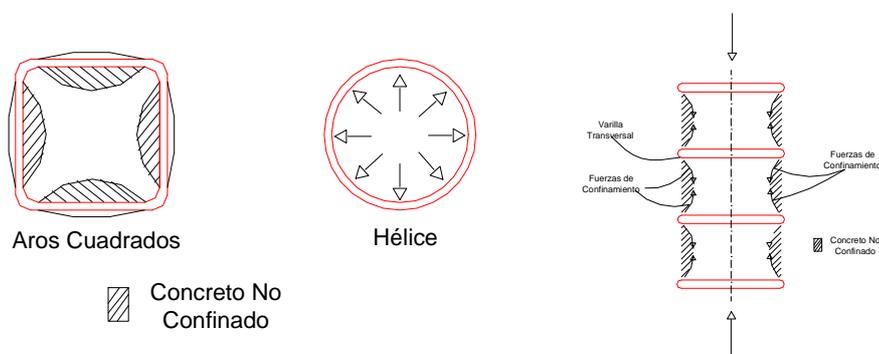


Fig. 6.2. Confinamiento por Aros cuadrados y Hélices. Fig. 6.3. Efecto del espaciado del acero transversal en la eficiencia del confinamiento.

En el siguiente diagrama podemos observar las características de las probetas ensayadas, es necesario mencionar que tanto el refuerzo transversal como el refuerzo longitudinal fueron de acero N°6.

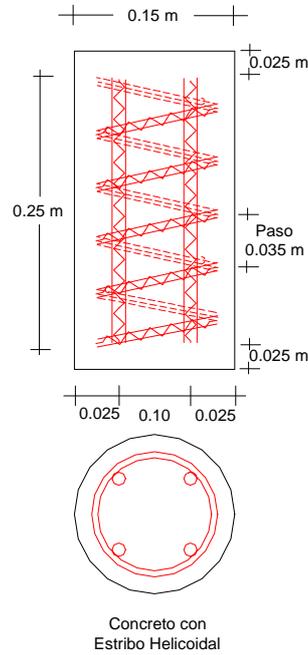


Fig. 6.3. Vistas perfil y planta del concreto y refuerzos longitudinal y transversal de las probetas del trabajo experimental

Se realizo a las diferentes probetas en la siguiente tabla se presentan las características de cada una:

Especimen	% Micro sílice	Refuerzo espiral				Refuerzo longitudinal				Resistencia del concreto	
		Acero	Fy (kg/cm <sup>2</sup> )	s (mm)	ps %	Acero	# de varillas	fy (kg/cm <sup>2</sup> )	pl %	fc7	fc28
413	15	#6	4200	3.5	1.02	#6	4	4200	1.13	826.4	1051.4
500	0	#6	4200	3.5	1.02	#6	4	4200	1.13	570.40	739.50
505	5	#6	4200	3.5	1.02	#6	4	4200	1.13	615.41	780.20
510	10	#6	4200	3.5	1.02	#6	4	4200	1.13	641.50	827.40
515	15	#6	4200	3.5	1.02	#6	4	4200	1.13	620.60	801.50
600	0	#6	4200	3.5	1.02	#6	4	4200	1.13	567.20	725.10
605	5	#6	4200	3.5	1.02	#6	4	4200	1.13	612.20	777.45
610	10	#6	4200	3.5	1.02	#6	4	4200	1.13	671.24	865.40
615	15	#6	4200	3.5	1.02	#6	4	4200	1.13	685.23	881.45
625	25	#6	4200	3.5	1.02	#6	4	4200	1.13	733.00	945.40

En las siguientes graficas se muestran las curvas obtenidas para cada uno de los especímenes:

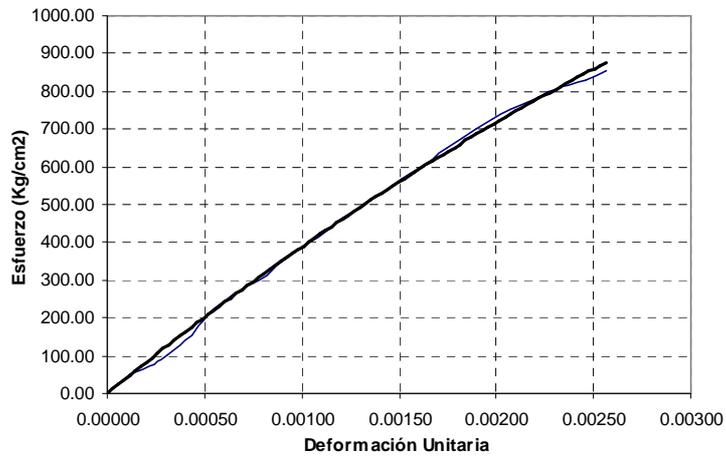


Fig. 6.4. Curva esfuerzo deformación para la probeta 413.

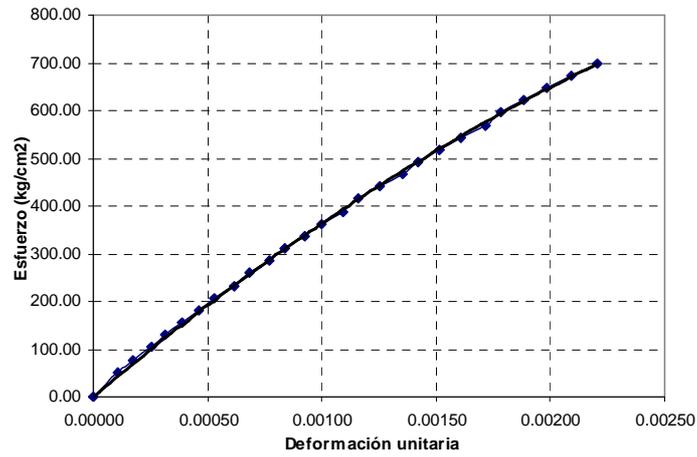


Fig. 6.5. Curva esfuerzo deformación para la probeta 500.

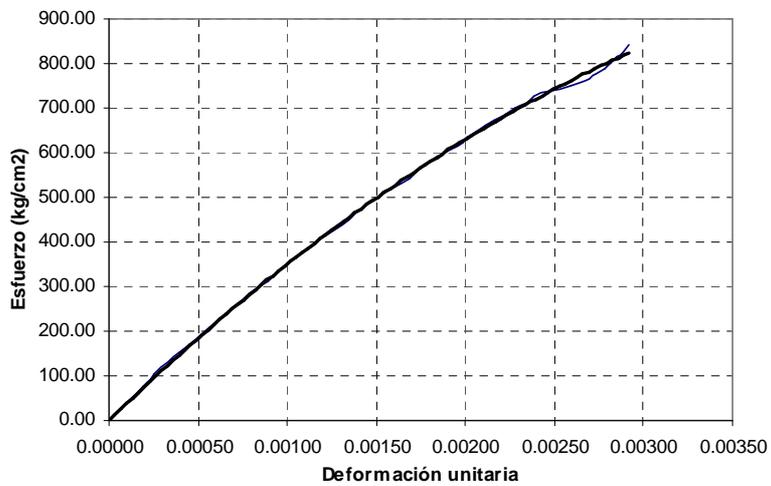


Fig. 6.6. Curva esfuerzo deformación para la probeta 505.

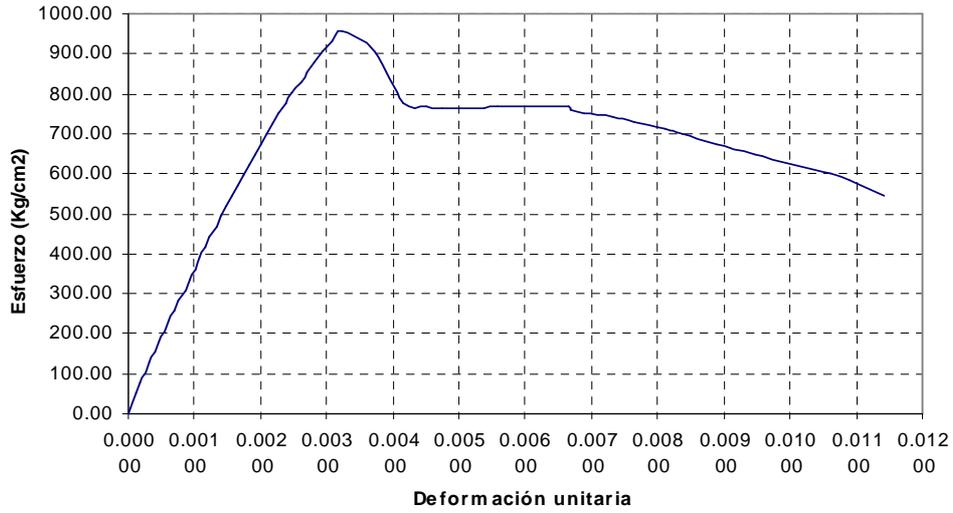


Fig. 6.7. Curva esfuerzo deformación para la probeta 510

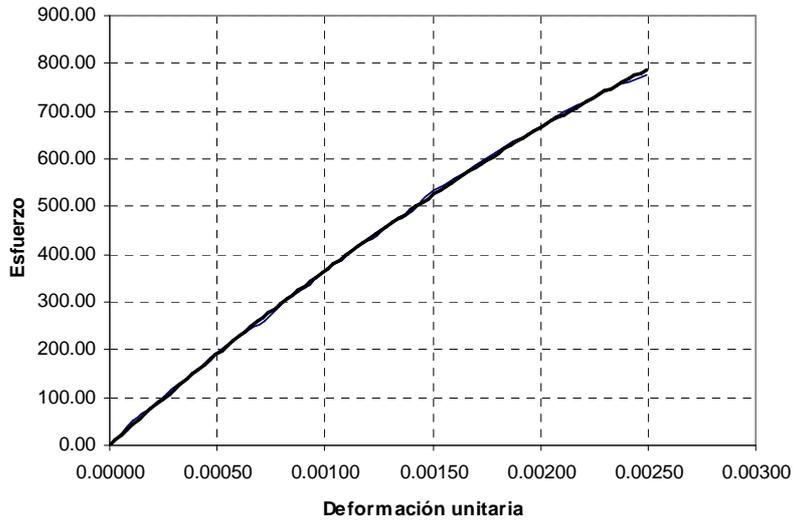


Fig. 6.8. Curva esfuerzo deformación para la probeta 515

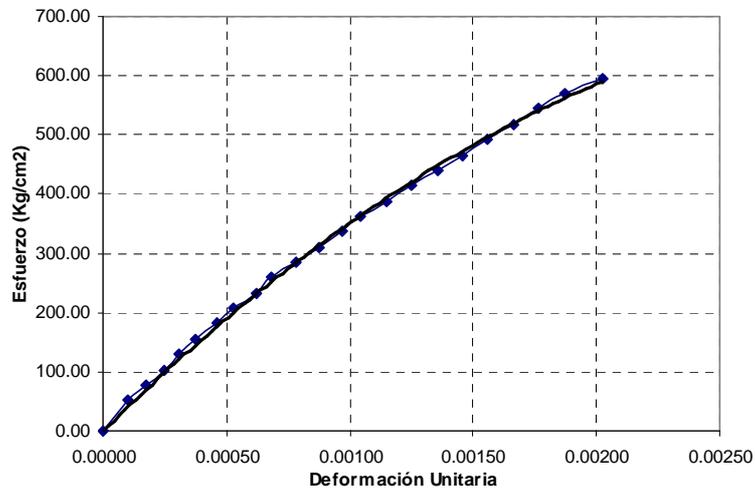


Fig. 6.9. Curva esfuerzo deformación para la probeta 600

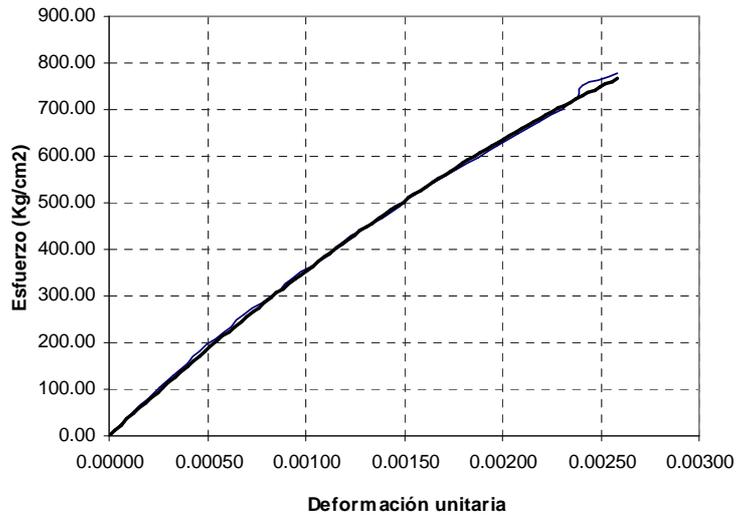


Fig. 6.10. Curva esfuerzo deformación para la probeta 605

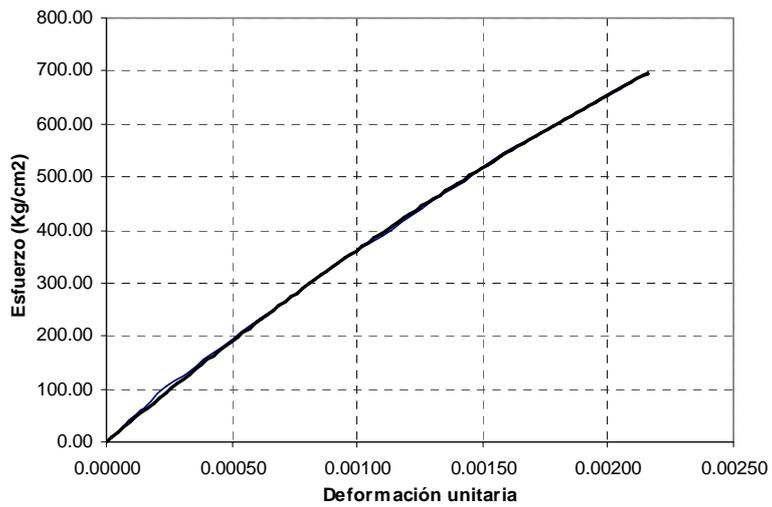


Fig. 6.11. Curva esfuerzo deformación para la probeta 610

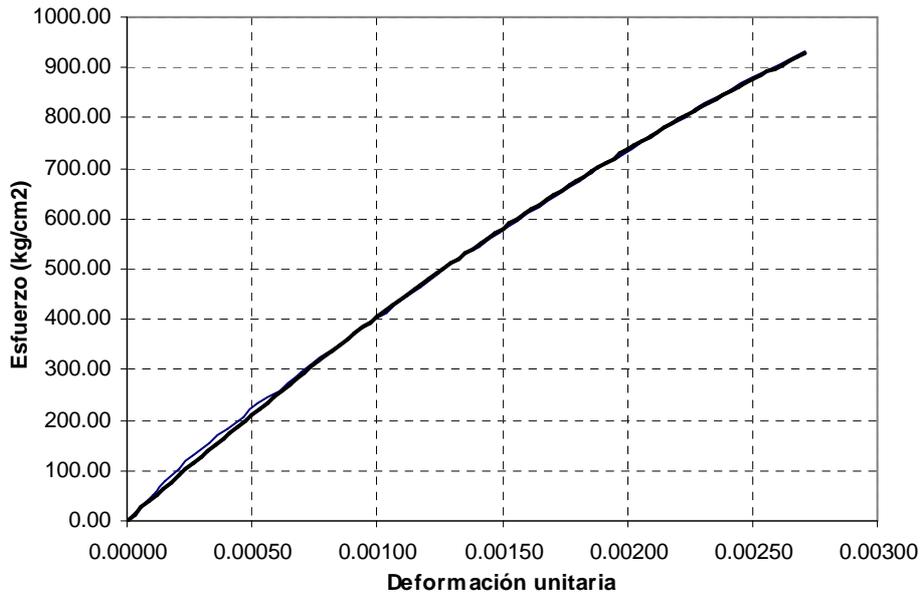


Fig. 6.12. Curva esfuerzo deformación para la probeta 615

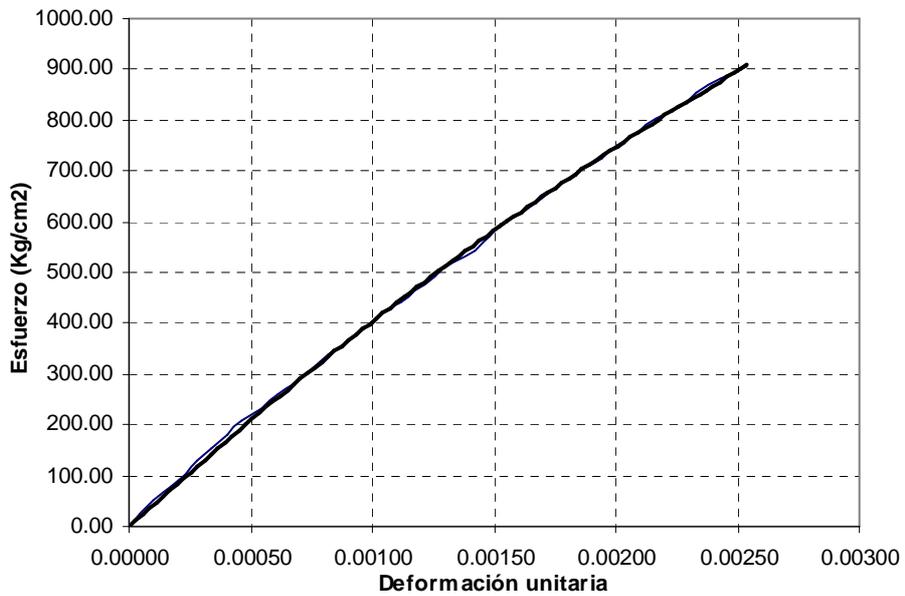


Fig. 6.13. Curva esfuerzo deformación para la probeta 625

De las curvas podemos observar que la curva esfuerzo deformación aumenta su pendiente, de la misma manera que el porcentaje de adición de microsílíce aumenta, la deformación unitaria de falla varía entre 0.0025 a 0.0030 no encontrándose una tendencia para relacionar a este valor.

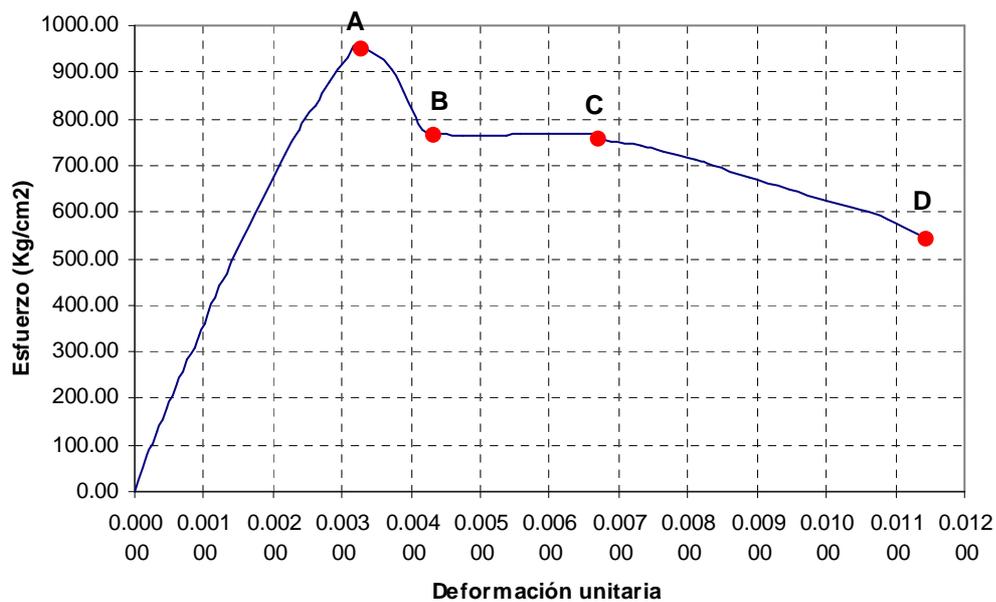


Fig. 6.14. Curva esfuerzo deformación para la probeta 625, se muestra 4 zonas definidas.

Se hace necesario destacar el comportamiento de la muestra 625, a la cual se le pudo medir la deformación unitaria pasando los límites de su resistencia máxima, en la fig 6.14. se puede observar esta curva, además podemos identificar 4 zonas bien definidas:

La primera zona corresponde al estado elástico del concreto, se observa una recta con pendiente pronunciada, esta zona finaliza en el punto de máxima resistencia de la muestra de concreto.

La segunda zona corresponde a un descenso de la resistencia a la compresión, se ha entendido que en esta zona el concreto que cubre al reforzamiento falla totalmente no aportando a la resistencia a la compresión en el punto final de esta zona corresponde a la resistencia aportada por el núcleo de concreto confinado.

En la tercera zona se puede apreciar un ligero incremento de la resistencia, siendo este muy pequeño, sin embargo la deformación unitaria ya alcanza el doble de la deformación de la primera zona.

En la última zona se observa un descenso de la resistencia pudiendo llegar a ser este mayor hasta llegar a la falla total del testigo, sin embargo la deformación máxima que se pudo medir en el ensayo fue de 0.00114, siendo esta 3.55 veces mayor que la deformación máxima alcanzada en la primera zona.

### 6.3. MODULO DE ELASTICIDAD EXPERIMENTAL.-

En esta sección comparamos los módulos de elasticidad experimentales, encontrados de las curvas esfuerzo deformación obtenidos por el método descrito en la norma ASTM C 469. En la siguiente tabla se presentan estos resultados comparados con los módulos calculados por la ecuación 6.1. y por la conocida ecuación para concretos normales.

Espécimen	%Microsílice	Ec Experimental	Ec Calculado Ec. 6.1	Ec Calculado Norma peruana
413	15	354391.7	379287.7	438510.6
500	0	313733.9	367830.4	422263.8
505	5	317111.3	378349.2	407516.5
510	10	356706.3	379287.7	438510.6
515	15	336672.1	399698.5	467453.9
600	0	311306.4	364896.6	418103.5
605	5	320075.6	364896.6	418103.5
610	10	336672.1	376936.0	435175.9
615	15	386549.4	396385.3	462755.7
625	25	352456.7	392813.9	457691.2

Se puede apreciar que el modulo experimental aumenta conforme aumenta el contenido de microsílíce de las mezclas, la aproximación calculada con la ecuación 6.1. se ajusta mejor que la dada por la norma peruana para concretos convencionales, sin embargo los resultados calculados con dicha ecuación son mayores que los obtenidos con la curva esfuerzo-deformación, por lo tanto se recomienda afectar al modulo de elasticidad por un factor de reducción el cual dependerá de las condiciones de servicio a la que será sujeto.

# **CAPITULO VII**

## **MICRO Y MACRO MECÁNICA DEL CONCRETO DE ALTO DESEMPEÑO**

### **7.1. INTRODUCCIÓN.-**

Al someter a un concreto a cargas de compresión o tracción, se originan en este grietas llamadas micro grietas, con los consecuentes incrementos de esfuerzo estas micro grietas se propagan desde la interfase mortero-agregado a la matriz. Una micro grieta es definida como un grieta no visible al ojo humano. El limite de la habilidad de captar detalles de la vista humana es de alrededor de 1/50 de milímetro, por lo cual estas grietas solo son visibles con microscopios, mientras que una macro grieta es fácilmente captada. La importancia del estudio del comportamiento del agrietamiento del concreto radica en la falsa hipótesis que el comportamiento de esfuerzo – deformación se encuentra relacionado directamente la micro agrietamiento.

## **7.2. ANTECEDENTES HISTÓRICOS:**

El desarrollo del estudio de la micro mecánica del concreto se desarrollo principalmente partir de la década de los años sesenta, década en la cual se aplican los primeros principios de la fractura mecánica a los estudios de agrietamiento del concreto bajo cargas externas. La teoría de la fractura de Griffith sirvió de herramienta en el estudio de la falla frágil del concreto. Kaplan fue el primero en aplicar la teoría de Griffith al concreto, muchos estudios adicionales se han venido llevando a cabo desde entonces, dando como resultado un buen desarrollo de esta ciencia, sin embargo un considerable progreso es necesario.

## **7.3. COMPORTAMIENTO MICROSCÓPICO Y MACROSCÓPICO:**

El comportamiento del concreto bajo carga de compresión o tracción es dependiente del nivel del desarrollo de grietas. Los cambios de volumen en la pasta de cemento generan inicialmente micro grietas de adherencia entre la zona de transición agregado y mortero. Si una carga adicional es aplicada al espécimen, grietas adicionales comienzan a iniciarse a través de la matriz, esto cuando el esfuerzo a compresión del concreto a alcanzado el 30% de su resistencia. Cuando mayores incrementos de carga se ejecutan, las líneas de fractura y superficies de fractura desarrollan una rápida propagación de macro grietas.

Estudios de la micro mecánica de los mecanismos de agrietamiento en el concreto y mortero intentan predecir el comportamiento fundamental del concreto por relación al comportamiento de los materiales que lo constituyen, particularmente los que componen la matriz de pasta de cemento. Por otra parte estudios de la macro mecánica cubren el comportamiento global del elementos de concreto e interpretan y analizan el desarrollo de fracturas planas

y superficies curvas a través de cada elemento, incluyendo la propagación de grietas y fracturas.

Las fracturas bajo una de las tres siguientes condiciones cuando el estado de los esfuerzos supera la resistencia de la matriz, cuando se supera la resistencia por adherencia entre la matriz y los agregados o cuando se supera la resistencia al corte de el conjunto. En algún punto siempre existe la posibilidad de hallar tres planos mutuamente ortogonales sujetos a un cortante nulo. De la teoría básica de la mecánica sabemos que estos tres planos son los planos principales de esfuerzos. Pero el concreto siendo no homogéneo y no perfectamente elástico, se encuentra bajo una cierta combinación de esfuerzos que le permiten soportar esfuerzos considerablemente mas altos que otro material homogéneo y elástico.

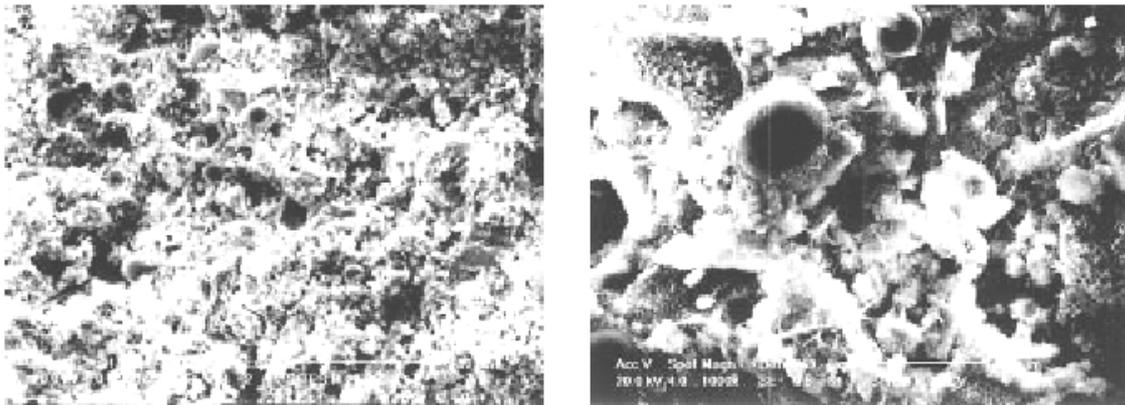


Fig. 7.1. Imágenes obtenidas por microscopia sobre una muestra fractura de concreto de alta resistencia y un convencional.

#### **7.4. TEORÍA DE LA PROPAGACIÓN DE GRIETAS:**

En la teoría de la propagación de grietas la pasta de cemento es considerada inicialmente en un nivel microscópico con los poros capilares son al menos 10 veces mas grandes que los poros gel. El concreto que desarrolla grietas a causa de la exudación, contracción capilar y contracción plástica es analizada en un nivel macroscópico. La longitud de la grietas y la propagación de estas son modeladas usando una combinación de la fractura mecánica estática lineal y la

simulación de Monte Carlo, ambas técnicas para simular la aleatoriedad de los poros y las grietas.

Una grieta simple es considerada en desarrollo y estabilizándose a lo largo del eje de compresión, con la longitud de la grieta incrementándose con la carga. Si un grieta inclinada en forma arbitraria se forma en un plano homogéneo y esta es sujeta a compresión uniaxial, esta puede extenderse en sus extremos en la dirección del eje de compresión. La propagación de las grietas se pone inestable cuando la longitud de las grietas excede la longitud crítica, dando como resultado la falla. La relación entre la carga y la longitud de la grietas, puede ser expresada como:

$$q = \frac{\sqrt{l_2}}{l_1} \frac{K_{1c}}{2A(\alpha, \rho)} \frac{\sqrt{\pi}}{l_1}$$

donde:

- q : Carga externa a compresión
- l1 : Mitad de la longitud inicial de la grieta inclinada
- l2 : Longitud de las grietas en los extremos de la grieta inclinada

$$A(\alpha, \rho) : \quad \text{sen}^2 \alpha \cos \alpha - \rho \text{sen}^3 \alpha$$

$$K_{1c} : \quad \text{Factor de resistencia}$$

Como el agregado grueso se encuentra introducido en la matriz, una grieta de adherencia parcial, la cual existe o se inicia a lo largo de la interfase agregado – mortero, continua su crecimiento de manera inestable hasta que su longitud excede la longitud del agregado. Estas grietas se propagan paralelamente a la carga axial combinadas con las grietas del mortero hasta precipitar la falla.

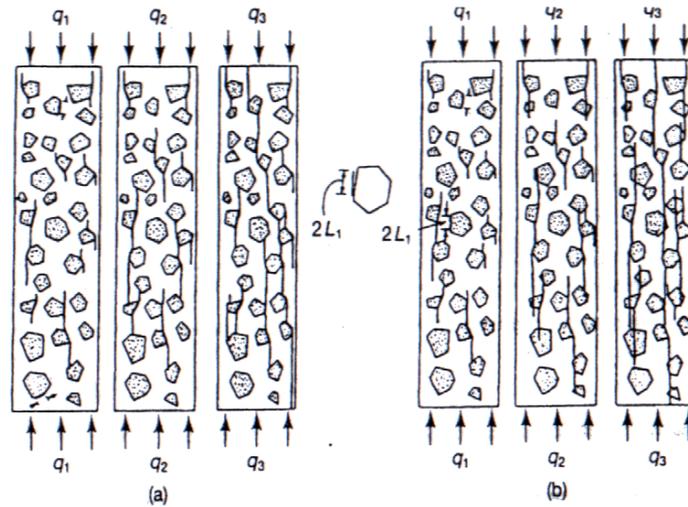


Fig. 7.1. Propagación de grietas en el concreto: (a) Concreto de resistencia normal (b) Concreto de alta resistencia.

Un modelo completo de la aleatoriedad de la orientación de los agregados en la matriz fue considerado, tomando en cuenta que la propagación de las grietas de un grano de agregado continua en el siguiente. Dependiendo del ángulo de inclinación de la segunda grieta esta puede parar, pasar alrededor del grano de agregado o penetrar a través del agregado sin desviación de su patrón lineal. La figura muestra la ruta de propagación de las grietas para un concreto convencional y para un concreto de alta resistencia. La grieta que crece paralela a la carga y se encuentra cerca del grano de agregado en su ruta, se propaga alrededor de la interfaz agregado-mortero o entre el mortero dependiendo del factor  $K_{Ic}$  del mortero o y del  $K_{I1c}$  de la interfase. La expresión correspondiente para la intensidad de la carga a compresión será:

$$q_I = \frac{2K_{Ic} \sqrt{\pi d_2} / L_1}{A(\alpha, \rho) [3 \cos \frac{1}{2} \beta + \cos \frac{3}{2} \beta] - 3C(\alpha, \rho) [\text{sen} \frac{1}{2} \beta + \text{sen} \frac{3}{2} \beta]}$$

$$q_{II} = \frac{2K_{I1c} \sqrt{\pi d_2} / L_1}{A(\alpha, \rho) [\text{sen} \frac{1}{2} \beta + \text{sen} \frac{3}{2} \beta] + C(\alpha, \rho) [\cos \frac{1}{2} \beta + 3 \cos \frac{3}{2} \beta]}$$

- donde
- $L_1$  : Mitad de la longitud de la grieta de adherencia
  - $\beta$  : Angulo de inclinación de la grieta similar a a
  - $C(\alpha, \rho)$ :  $(\text{sen} \alpha \cos \alpha - \rho \text{sen}^2 \alpha) \cos \alpha$

El desarrollo de las grietas depende de los ángulos  $\alpha$  y  $\beta$ . La grieta podrá atravesar el agregado si la resistencia del agregado es baja comparada con la resistencia de la matriz y la interfase. Para agregados con resistencia a la compresión normal el esfuerzo puede ser definido por:

$$q_I^A = \frac{K_{IC}^A}{A(\alpha, \rho)} \frac{1}{2L_1} \sqrt{\pi a_2}$$

donde  $K_{IC}^A$  es el factor de intensidad de esfuerzo para el agregado.

Si  $K_{IC}$  de la matriz es menor que  $K_{IC}^A$  del agregado, la grieta se propagará alrededor del grano de agregado y la falla resultará de las grietas inclinadas sometidas a corte. Si los dos factores tienen el mismo valor, la grieta atravesará el agregado, en este caso la falla por tensión ocurre como se muestra en la figura.

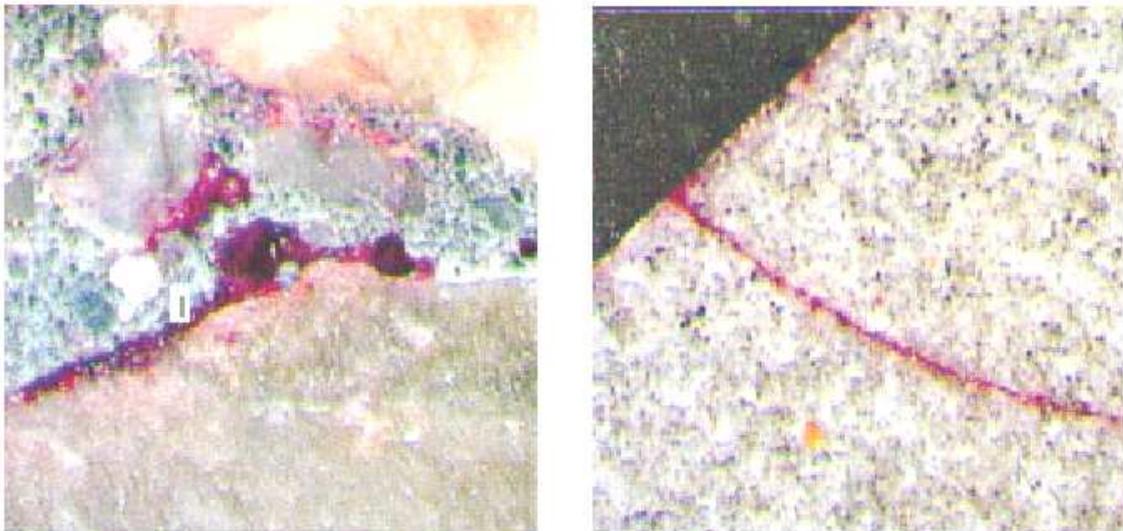


Fig. 7.2. Fotografías de zonas de fractura en la zona de transición pasta agregado.

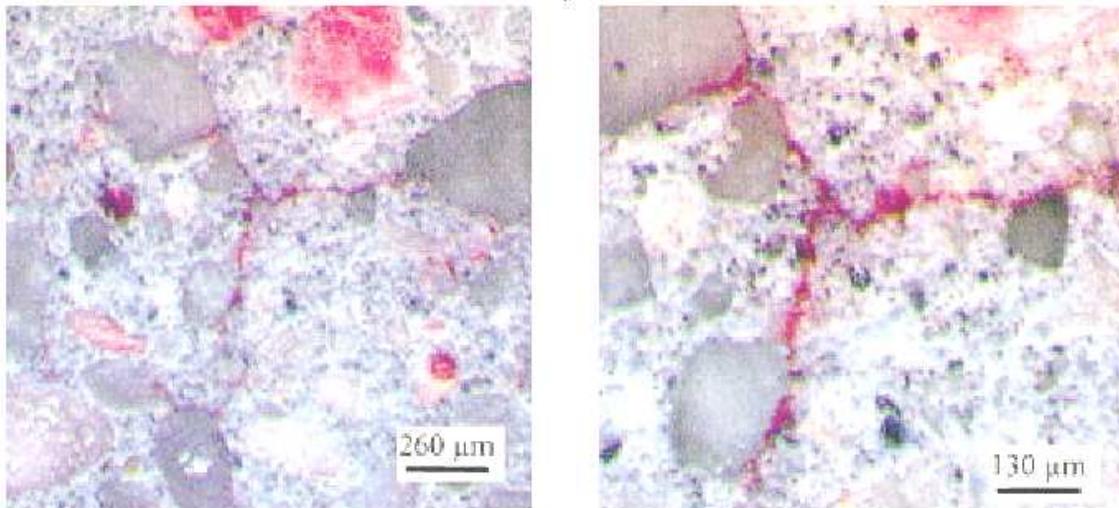


Fig. 7.3. Fotografías de zonas de fractura en la pasta de cemento.

### 7.5. TEORÍA DE LA FRACTURA MECÁNICA APLICADA AL CONCRETO:

El campo de la fractura mecánica fue aplicada al concreto por primera vez por Kaplan, en base a la clásica teoría de la fractura mecánica elástica desarrollada por Griffith. La teoría sirve para predecir la rápida propagación de grietas a través de un material elástico, homogéneo e isotropico usando el factor de intensidad de esfuerzo  $K_I$  bajo un plano de deformación. Este factor es una función de la geometría de la grietas y de las condiciones de esfuerzos tal que la falla es originada cuando se alcanza un factor critico de intensidad de esfuerzo  $K_{IC}$ .  $K_{IC}$  es considerado una medida de la dureza del material.

Naus encontró que la fractura no es independiente de la geometría del espécimen y que es una función de la longitud de las grietas. Muchos otros estudios subsecuentes enfatizan en la importancia de la resistencia interfacial en la comportamiento de la grietas en el concreto. Jenq y Shah, en su modelo de fractura biparametrico proponen un grieta efectiva equivalente asociada al factor de intensidad de esfuerzo . De todos los estudios, el tamaño del espécimen parece ser el factor de mayor importancia en la fractura del espécimen.

### **7.5.1. Conceptos de la fractura mecánica**

La teoría de la fractura mecánica es una hipótesis para predecir el impacto del agrietamiento y su propagación en un material de fragilidad media como es el concreto y también para permitir la determinación de cómo el tamaño de un miembro estructural afecta en su capacidad de carga última. Estudiando la iniciación y propagación de grietas, en una muesca en un modelo plano y probándola hasta hacerla fallar.

Las razones para adoptar la aproximación de la fractura mecánica son:

1. *Requerimientos de energía para la formación de grietas:* El inicio y propagación de grietas requiere energía a ser proporcionada por la estructura resistiéndose al trabajo externo impuesto.
2. *Concepto del agrietamiento señalado:* En este concepto, un análisis de elemento finitos del agrietamiento es realizado. El esfuerzo en el elemento finito es limitado a su resistencia a la tensión,  $f_t$ . El esfuerzo en un elemento finito debe decrecer a cero en dirección vertical. Después de esto se determinó que resultados más realistas se obtenían si el esfuerzo era reducido gradualmente. La energía disipada dado el agrietamiento decrece con el refinamiento de la malla de elementos finitos. Esto es físicamente injustificable, y medidas correctivas basadas en la fractura mecánica tienen que tomarse para que la disipación de energía por unidad de longitud sea independiente de la subdivisión de elementos.
3. *Relación esfuerzo-deformación:* Dos tipos básicos de falla estructural pueden desarrollarse, la dúctil y la frágil. En la falla dúctil varias partes de una estructura proceden a fallar, con un largo tramo de fluencia en el diagrama esfuerzo-deformación. En la falla frágil este tramo está ausente, dado que el material no muestra flexibilidad se muestra un descenso en el diagrama esfuerzo-deformación.

4. *Capacidad de absorción de energía y ductibilidad:* El área que se encuentra bajo el diagrama esfuerzo deformación representa la energía absorbida por la estructura en la falla dada la carga aplicada.

*Efecto de tamaño:* El efecto de tamaño en la teoría de la fractura mecánica es el mayor parámetro a ser considerado en la evaluación de la carga última de la estructura. Es determinado por comparación geométrica de estructuras similares pero de diferente tamaño, y es definido en términos de esfuerzo nominal y carga última. Un valor cero nos definirá estructuras similares de diferentes tamaños pero con el mismo esfuerzo nominal. Sin uno asume que  $b$  es el espesor de una estructura de dos dimensiones y  $d$  es la dimensión característica de esta estructura: entonces tendremos  $\sigma_N = P_u / bd$  para una similaridad bi-dimensional y  $\sigma_N = P_u / d^2$  para una similaridad tridimensional. Todas las teorías corrientes usadas en los códigos de diseño, elásticos o plásticos, asumen que  $\sigma_N$  es constante para todas las estructuras.

# **CAPITULO IX**

## **CONCRETOS DE ALTO DESEMPEÑO Y SUS APLICACIONES**

---

### **9.1. INTRODUCCIÓN.-**

El presente capítulo está dedicado a mostrar las obras reales donde han sido usados los Concretos de Alto Desempeño en el Perú y en el mundo; dada la amplia definición de estos concretos en el presente capítulo damos especial énfasis a los denominados concretos de alto desempeño con características de elevadas resistencias; primeramente se enlistan las posibles ventajas de un concreto de alto desempeño, posteriormente se describe cada una de estas.

Desde hace aproximadamente 10 años, la tendencia mundial a usar concretos de alto desempeño ha aumentado; en el Perú es necesario destacar

que ha existido una corriente en contra de interesarse en el aumento de la resistencia en el concreto, debido a que se decía que las secciones calculadas con concretos normales eran apropiadas y mas bien se destacaba los posibles inconvenientes del uso de estos concretos. Sin embargo actualmente la tendencia al incremento de los requerimientos de resistencia por parte de los diseñadores se ha incrementado, y ampliado a la gran variedad de tecnologías modernas en el campo de la ingeniería civil.

Las ventajas del uso de estos nuevos materiales son evidentes, reducción de secciones, facilidad de trabajo, rapidez y rápido desencofrado, mayor versatilidad y estética en la arquitectura, mejor durabilidad y otras; por lo cual el motivo del presente capítulo es mostrar efectivamente estas ventajas y dar una opinión de las posibles perspectivas de desarrollo de estas tecnologías en el Perú.

## **9.2. APLICACIONES REALIZADAS EN EL PERÚ.-**

En el Perú se ha venido estudiando los concretos de alto desempeño desde 1985, el estudio inicial estuvo dirigido a los concretos de alta resistencia, y actualmente se han desarrollado alrededor de 12 tesis a nivel nacional sobre el tema; las primeras aplicaciones de este tipo de concreto en el Perú no son muy conocidas, siendo estas los concretos utilizados por la compañía minera Yanacocha en 1989, donde en sus obras primarias se considero un concreto con una resistencia a la compresión de  $550 \text{ Kg/cm}^2$ , a partir de esa fecha se han venido desarrollando diferentes obras donde han sido requeridos concretos de alto desempeño, sin embargo aun no ha habido gran producción, las empresas de premezclados son las que mas han incursionado con el uso de este material, en Lima UNICON y FIRTH, ya han producido en diferentes oportunidades concretos con resistencias superiores a los  $500 \text{ Kg/cm}^2$ .

A continuación detallamos algunas de las obras donde se han usado estos concretos:

- **Hotel Marriot, Lima.**

El diseño del hotel Marriot en la ciudad de Lima, construido por la compañía Graña & Montero Contratistas Generales en el 2000, fue una de las primeras obras donde se uso con alguna demanda concretos de alto desempeño. Allí las compañías UNICON y FIRTH, produjeron concretos con resistencias a la compresión entre 750 a 980 Kg/cm<sup>2</sup> a 90 días. Este concreto incluyó microsílíce en su composición además de usar un aditivo superplastificante.



Fig. 9.1. Hotel Marriot, Lima, Perú ( $f'_c$  : 750-900Kg/cm<sup>2</sup>).

- **Fuste de silo de clinker resistente a la abrasión.**

La compañía Cementos Lima ejecuto esta obra con una cantidad total de 138 m<sup>3</sup> de concreto con características de resistencia entre 764 a 890 Kg/cm<sup>2</sup> a 60 días. El concreto fue suministrado por la compañía UNICON y se uso microsílíce.

- **Reservorio de alta durabilidad.**

En 1999 la compañía Constructora Moromisato S.A. ejecuto esta obra donde se considero el uso de un concreto de alta durabilidad, para esto

la compañía UNICON, propuso el uso de un concreto con adición de microsílíce, el cual tenía una resistencia característica de 620 Kg/cm<sup>2</sup>.

- **Estructura especial ampliación del C.C. Caminos del Inca.**

En el año 2000 la compañía Graña & Montero Contratistas Generales emplearon un concreto de alto desempeño con características de alta resistencia para la ampliación del C.C. Caminos del Inca, el cual tuvo una resistencia característica de entre 770 a 915 Kg/cm<sup>2</sup> a 90 días.

### **9.3. APLICACIONES EN DIFERENTES PAISES.-**

#### **9.3.1. PUENTES DE CONCRETO DE ALTO DESEMPEÑO .-**

En esta sección describimos las ventajas obtenidas con el uso de concretos de alto desempeño en estructuras de puentes, tomamos la experiencia norteamericana donde según evaluaciones llevadas a cabo desde 1950, se mostró que un 17% de los puentes de acero eran considerados "estructuralmente deficientes", mientras que solo un 4 a 7% de los puentes de concreto reforzado o pretensado caía dentro de esta denominación. Los concretos de alto desempeño ofrecen al propietario, ingeniero diseñador y constructor muchas ventajas sobre otros materiales o sobre el concreto convencional, a continuación destacamos algunas de estas:

##### **9.3.1.1. Reducción de costos.-**

Más allá del "costo inicial" dadas las consideraciones de construcción, los concretos de alto desempeño ofrecen adicionalmente la ventaja de reducir los costos del ciclo de vida de la estructura. A diferencia del acero, el concreto de alto desempeño tiene un bajo costo de mantenimiento dada su superior durabilidad, por lo cual un concreto de alto desempeño es un material competitivo respecto a sus costos.

- **Minimiza el mantenimiento:** En los puentes de acero y de concreto convencional se hace necesario un mantenimiento en un periodo de vida

no muy largo, así como un pintado rutinario en las estructuras de acero, para evitar la corrosión, en el Perú la política de mantenimiento de los puentes es muy escasa y casi nula por lo cual varias estructuras no han cumplido su periodo de vida o han requerido un mantenimiento muy temprano, un ejemplo claro de esto es el deterioro que han sufrido algunos de los puentes que cruzan la vía expresa en Lima, en los cuales se encuentra daños por carbonatación.

- **Construcción de vigas de mayores longitudes:** Dada su mayor resistencia los concretos de alto desempeño permiten alcanzar mayor longitudes de vigas sin apoyos, reduciendo así el costo.
- **Vida de servicio extendida:-** Dada su mayor durabilidad y mayor resistencia, las construcciones con concreto de alto desempeño tendrán una mayor resistencia al ataque de agentes externos así como también una mayor resistencia a las fallas por fatiga, por lo cual se puede diseñar puentes que no tendrán grave deterioro por periodos tan largos como 100 años con un bajo mantenimiento.

### **Un ejemplo real:**

#### **Concreto de alto desempeño en el Puente Happy Hollow en Tennessee, USA.**



Fig. 9.2. Puente Happy Hollow, Tennessee, USA.

#### **Datos generales:**

*Propietario y diseño:*

Departamento de transportes de Tennessee

*Constructor:*

McKinnon Bridge Company

El objetivo fue construir un Puente económico y atractivo como parte de la ruta estatal 50 el cual debía cumplir con la política de Tennessee de la construcción de la menor cantidad de apoyos. Los ingenieros del departamento de transportes de Tennessee escogieron un puente de concreto de alto desempeño como la solución, con una longitud total de 358 m el puente Happy Hollow tiene el record de el mas largo completamente vaciado en un solo tramo de los Estados Unidos.

Dadas las mejoradas propiedades mecánicas ideales para estructuras largas permitió al puente tener luces largas, además el puente esta libre de juntas y por las características del material ofrece gran tolerancia a las fluctuaciones de temperatura. Por lo cual la reparación de juntas ya no es requerida. El Puente obtuvo el premio de la excelencia otorgado por la Portland Cement Association, "demostrando como con el uso componentes estándares en una manera creativa se logro producir una estructura económica y casi libre de mantenimiento.

### **9.3.1.2. Durabilidad.-**

Los concretos de alto desempeño ofrecen gran tolerancia ante el amplio rango de factores medioambientales, los cuales causarían un proceso de deterioro en un concreto convencional. Los puentes elaborados con concretos de alto desempeño ofrecen una confiable durabilidad, teniendo una mínima deflexión bajo cargas vivas. El uso de las técnicas de construcción por tramos, para así lograr grandes luces rectas o curvas puede hacerse optimo con el uso de concretos de alto desempeño. Dentro de algunas características importantes de durabilidad destacamos las siguientes:

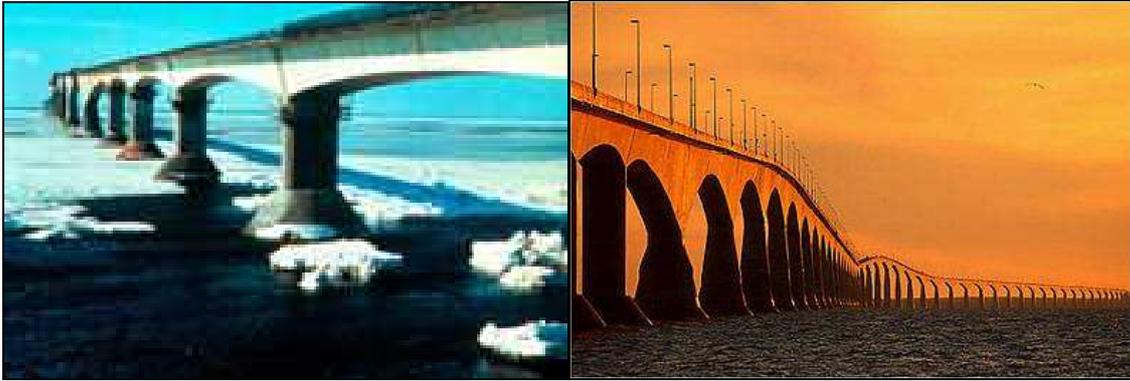
- **Resistencia a elementos abrasivos:** El concreto en puentes puede estar sometido a muchos agentes que producen su desgaste por acción abrasiva, estos elementos pueden ser desde arenas hasta trozos de hielo;

los concretos de alto desempeño dada sus características mejoradas de resistencia y durabilidad, poseen una estructura mas resistente al ataque de estos agentes externos.

- **Ecoconcretos.**- El uso en los concretos de alto desempeño de productos derivados de los residuos industriales como la ceniza volante, microsílíce, escoria de alto horno, lo hacen menos impermeable además de mejorar otras características; todo esto mientras se cumple con la responsabilidad medioambiental.
- **Adaptables a los requerimientos.**- La versatilidad de los concretos de alto desempeño para ajustarse a los requerimientos de durabilidad de una aplicación, hacen que este sea el mas adecuado para un determinado uso

## Un ejemplo real:

Concretos de alto desempeño en el Puente Confederación, Isla Principe Edward, Canada.



**Fig. 9.3. Puente Confederación, Isla Principe Edward Canada.**

**Propietario:**

Public Works Canada

**Diseño:**

J. Muller International, SLG Stanley

**Constructor:**

Strait Crossing Joint Venture

Completado en 1997, el Puente Confederación conecta la Isla Principe Edwards y la costa este de Canada. Los desafíos que propuso este proyecto fueron las condiciones medioambientales severas, un corto tiempo de construcción; estos fueron solucionados con un diseño innovador, el cual constaba de largos tramos prefabricados.

El Puente esta dividido en tres secciones de 1320, 10990 y 570 m, los tramos prefabricados mayores tuvieron una longitud de 250 m con una profundidad variable entre 4.5 a 14.5 m.

Se selecciono elaborar elementos prefabricados pretensados, el proyecto total incluyendo los estudios previos llevo 3 años en los cuales se tuvo las limitaciones medioambientales impuestas por el hielo y las condiciones del mar. Los mas importantes requerimientos de diseño planteados por la oficina de trabajos Publicos de Canada se resumen a continuación.

- Una vida de servicio de 100 años.
- Un canal de navegación de al menos 172 m de ancho, 39 m de altura.
- La superestructura debía tener tres carriles para el transito.

- La falla o colapso de uno de los tramos no causaría el fallo o colapso progresivo de los otros.
- Cargas medioambientales como el hielo, viento, olas y consecuentemente cargas de sismo y temperatura debían ser tomadas en cuenta.
- La estructura debía poder soportar en cierta magnitud la colisión de embarcaciones.
- El puente debía ser estético arquitectónicamente.

Dadas las condiciones , el uso de un concreto de alto desempeño y una cuidadosa atención a la producción y practicas constructivas fue imperativo. Alrededor de 400000 m<sup>3</sup> de concreto fueron usados, las mezclas usados incluyeron 7.5% de microsilíce alcanzando una resistencia de 55 MPa a los 28 días, además un escudo cónico de concreto, en la parte baja de los pilares fue elaborado, en el cual se uso concretos de alto desempeño con resistencias que variaron entre los 65 MPa a 90 MPa. Finalmente ofreciendo tramos espectaculares de 250 m, el Puente Confederación de 13 Km de largo fue construido en solo 14 meses.

### **9.3.1.3. Competitividad.-**

El concreto de alto desempeño es una gran alternativa para áreas geográficas el acero domina las construcciones de puentes de tramos largos. Pudiendo generar los siguientes beneficios:

- **Valor.-** Desde un costo inicial menor hasta una vida de servicio extendida, el concreto de alto desempeño es mas económico que el acero, y comparado con el concreto convencional el uso de un concreto de alto desempeño puede generar menor secciones y mas largos tramos por lo cual el conjunto de la obra puede ser mas económico.
- **Calidad .-** Un material durable en una variedad de aplicaciones, el concreto de alto desempeño es un opción practica.

- **Eficiencia en la construcción** .- El uso de elemento prefabricados pretensados de concreto pueden ayudar a reducir los tiempos de construcción y los costos por la prefabricación de segmentos iguales.

### **Un ejemplo real:**

#### **Concreto de Alto Desempeño en el Puente Sagadahoc, Maine**



**Fig. 9.4. Puente Sagadahoc, Maine.**

*Propietario:*

Maine Department of Transportation

*Diseño:*

Engineering Group

*Construcción:*

Flatiron Structures Company, LLC

El objetivo fue diseñar un Puente de concreto uniendo las ciudades de Bath y Woolwich ofreciendo competitividad en los costos y ventajas de calidad sobre el acero, un material de uso tradicional en Maine.

Se propuso una estructura de concreto compuesta por tramos por un costo de \$46.6 millones, 10% menos que la alternativa de acero, los diseñadores reemplazaron la propuesta de un Puente de acero de dos carriles con un puente de concreto de alto desempeño de 4 carriles y una longitud de 906 m cruzando el río Kennebec.

Basados en la evaluación de 10 categorías incluyendo la estética, impacto comunitario y habilidad para la navegación, un puente de concreto fue mas

adecuado en términos de costo y calidad. Se uso una mezcla que incluía fly ash, el Puente fue diseñado para una larga vida y mínimo mantenimiento.

El Puente se compone de seis segmentos que varían de 62 m a 128 m de longitud. El tramo principal de 128 m tiene el record norteamericano de el mas largo segmento prefabricado que no es sostenido por cables.

#### **9.3.1.4. Estetica.-**

Gracias a la versatilidad de usos de los concretos de alto desempeño, estos se han usado en muchos puentes atirantados, los cuales tienen un especial atractivo y belleza, por lo cual los concretos de alto desempeño no solo ofrecen funcionalidad, si no también innovación.

- **Distinción de la arquitectura.-** La adaptabilidad del concreto a diferentes formas hace que cada puente presente una apariencia singular.
- **Distingue a la comunidad.-** La construcción de una obra como un Puente con un gran criterio arquitectónico, como el de un puente atirantado distingue a la localidad donde se ubica.
- **Promueve el desarrollo económico y turístico.-** Las regiones con una infraestructura eficiente atrae al desarrollo.

**Un ejemplo real:**

**Concreto de alto desempeño en el Puente Sunshine Skyway, Florida, USA.**



Fig. 9.5. Puente Sunshine Skyway, Florida.

*Propietario:*

Florida Department of Transportation

*Diseño:*

Figg and Mueller Engineers, Inc.

*Construcción:*

Paschen Contractors, Inc.

El objetivo fue crear un puente agradable estéticamente, para lo cual se eligió un puente atirantado que se extendía por 6.8 Km cruzando Tampa Bay.

El Puente Sunshine Skyway Bridge fue construido usando 2600 elementos prefabricados, los cuales usaron 137000 m<sup>3</sup> de concreto. Su tramo principal es de 366 m y 53 m de altura, el puente se diseñó para una vida de servicio de 75 años.

Se usó un concreto de alto desempeño que alcanzó una resistencia a la compresión a los 28 días de 48 MPa, esta resistencia era la requerida debido que la estructura se diseñó para soportar la fuerza de huracanes con velocidades desde hasta 402 Km/h y un impacto potencial de embarcaciones de 53.4 MN, en los dos pilares principales.

Cuando se completó en 1987, el Puente fue ganador de 15 premios por el diseño y construcción, actualmente con un bajo mantenimiento el Puente se encuentra en excelentes condiciones.

### **9.3.2. EDIFICIOS DE CONCRETO DE ALTO DESEMPEÑO .-**

En esta sección describimos las ventajas obtenidas con el uso de concretos de alto desempeño en estructuras de edificaciones altas, la construcción de edificaciones de gran altura se ha difundido a nivel mundial, por lo cual los requerimientos de resistencia han aumentado, actualmente existen más de 15000 edificios altos en todo el mundo, sin embargo como se ve en la siguiente tabla es en Norteamérica donde se encuentra la mayor cantidad de estos; es importante destacar que solo 25% de estos edificios son construidos con concreto, sin embargo en los últimos años la tendencia hacia el uso del

concreto ha aumentado siendo en el año 2002, la construcción de edificios de concreto un 50% del total de edificaciones de gran altura.

Tabla 9.1. Los 20 países con mayor cantidad de edificaciones de gran altura.

<b>País</b>	<b>Población</b>	<b>Edificios.</b>	<b>País</b>	<b>Población</b>	<b>Edificios.</b>
1 United States	292,197,695	6,783	1 <u>Japan</u>	127,291,000	269
2 Canada	31,714,637	2,070	12 <u>Malaysia</u>	20,932,901	250
3 China	1,295,330,000	1,861	13 <u>Mexico</u>	97,483,412	236
4 United Kingdom	58,789,194	1,134	14 South Africa	40,583,611	225
5 Germany	82,558,000	711	15 Spain	40,847,371	217
6 Netherlands	16,234,219	430	16 South Korea	46,416,796	197
7 Australia	19,485,300	425	17 Austria	8,032,926	192
8 Brazil	169,799,170	390	18 New Zealand	4,038,671	185
9 Russia	145,181,900	381	19 United Arab Emirates	2,411,000	181
10 Turkey	65,293,000	288	20 Italy	56,995,744	163

### 9.3.2.1. Las Torres Petronas.-

Localizadas en Kuala Lumpur, Malasia, las torres fueron completadas en 1998, con un costo de 1.6 billones de dólares, la torres tienen una altura de 452 m, distribuidos en 88 pisos.

Los constructores fueron Thornton-Tomasetti y Ranhill Bersekutu, usaron concreto de alto desempeño en el nucleo central de las torres así como en las 16 columnas perimetrales. El concreto de alto desempeño fue esencial para este proyecto, los beneficios que aportaba incluían alta rigidez lateral, alto amortiguamiento, conexiones simples, simplicidad en la construcción, reducción de las deflecciones y reducción del tamaño de los miembros. Como vemos casi todos los beneficios del uso de un concreto de alto desempeño son de carácter estructural.

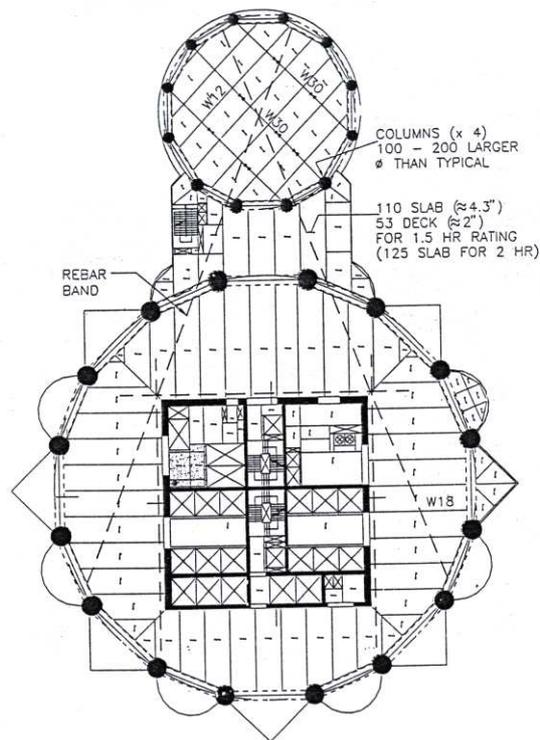


Fig. 9.6. Planta del piso inferior de las Torres Petronas

Se usaron diferentes tipos de concreto de alto desempeño los cuales se dividieron en grados según su resistencia, como vemos a continuación:

**Grado 80:** El concreto con mayor resistencia usado debía alcanzar una resistencia de 80 MPa en 56 días, este fue usado en las columnas de los niveles inferiores, en las paredes del núcleo y en las vigas collar. Se empleó un cemento adicionado con fly ash y adicionalmente se incorporó microsilíce, teniendo las mezclas un slump de 8".

**Grado 60:** Resistencias de 60 MPa en 56 días, este grado fue usado para los niveles medios de las columnas de las torres, también fue usado en la cimentación de las torres en la zona de transición entre el grado 45 y el grado 80.

**Grado 45:** Resistencias de 45 MPa en 56 días, fueron usados en la cimentación de las torres dando un buen balance de resistencia y trabajabilidad para su colocación.

**Grado 40:** Resistencias de 40 MPa en 28 días, se usó en los pisos superiores.

**Grado 35:** Resistencias de 35 MPa en 28 días, fueron usados para llenar las losas compuestas de acero y concreto, la rápida resistencia fue aprovechada para permitir a los trabajadores reentrar al área rápidamente.

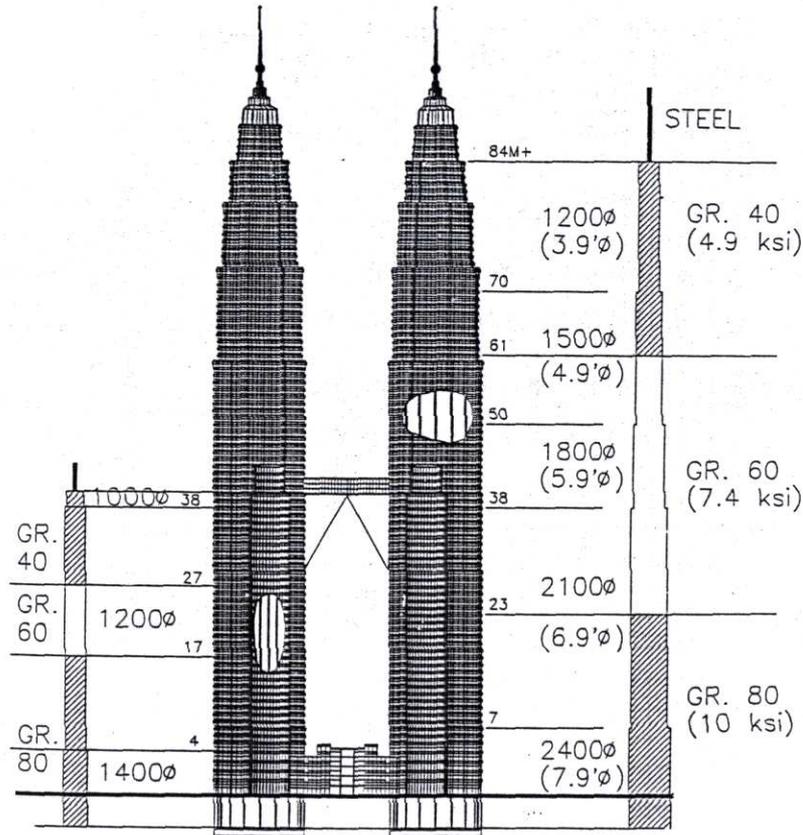


Fig. 9.7. Grados y tamaños de las columnas de las Torres Petronas

Finalmente el concreto de alto desempeño utilizado en las Torres Petronas fue un elemento esencial para el éxito del diseño de estos rascacielos, el concreto permitió núcleos verticales y columnas económicas y de tamaños razonables, salvando espacio rentable. Además de la construcción usando relativamente equipo ligero y conexiones simplificadas en las juntas de difícil geometría.



Fig. 9.8. Torres Petronas de Kuala Lumpur

#### **9.4. PERSPECTIVAS DE DESARROLLO DE LOS CONCRETOS DE ALTO**

##### **DESEMPEÑO EN EL PERU.-**

Por todo lo expuesto en el presente libro, podemos analizar cuales son las perspectivas de los concretos de alto desempeño en el Perú. En tal sentido puramente técnico de aplicación de especificaciones adecuadas en el diseño estructural, no tenemos problema alguno, ya que nuestros ingenieros estructurales son de primer nivel y no tienen dificultad alguna en la aplicación de métodos diferentes de diseño.

En cuanto al nivel de Sismicidad, se ha comprobado que con un adecuado confinamiento el concreto de alto desempeño puede cumplir razonablemente con los requerimientos de ductibilidad, no existiendo problema alguno respecto a su uso.

Quizás, el problema es el mercado, en el Perú solo el 10% del concreto proviene de las plantas de premezclado, quienes son las únicas que podrían preparar los concretos de alto desempeño. Por tanto y en este sentido el uso de los concretos premezclados es aun muy restringido y a corto plazo y aún mediano, crecerá de manera lenta. Sin embargo se vera aplicaciones futuras en edificios altos, puentes, silos y otras obras especiales.

Un factor clave para el desarrollo de estas tecnologías en nuestro país será en los próximos años el uso de la ceniza volante proveniente de plantas termoeléctrica como la de Ilo, este producto reducirá los costos de los concretos de alto desempeño y se podrán alcanzar los requerimientos deseados a un costo menor. Pues es muy claro que no es posible desligar el aspecto técnico del económico fácilmente, sobre todo en un país en que la sismicidad es significativa, por lo cual toma mayor importancia.

---

## BIBLIOGRAFIA

---

1. ACI 365.1R-00 "Service-Life Prediction—State-of-the-Art Report".
2. ACI 201.2R-01, "Guide to Durable Concrete"
3. ACI 306.1R-97, "Guide for the Design of Durable Parking Structures"
4. ACI 441R-96, "High-Strength Concrete Columns: State of de Art".
5. ACI 363R-92, "State of Art Report on High-Strength Concrete"
6. ACI 232R-01, "Use of Raw or Processed Natural Pozzolans in Concrete"
7. ACI 363.2R-98, "Guide to quality control and testing of High-Strength Concrete".
8. ACI 234R-96, "Guide for the Use of Silica Fume in Concrete".
9. E. G. Nawy, "Fundamentals of High Performance Concrete", Ed. John Wiley, 2001.
10. V. O'Reilly, "Métodos para dosificar mezclas de hormigón", Bolivia, 1997.
11. D. Abrams, "Design of Concrete Mixtures", Bulletin 1, Lewis Institute, 1924, 6<sup>th</sup> Ed.
12. V. Ghio C., "Tecnología del Concreto: Eficiencia y competitividad en la construcción", ACI-Perú, 1994.
13. E. Pasquel, "Tópicos de Tecnología del concreto en el Perú", Segunda Edición, Lima, Perú, 1998.
14. K. Metha, "Concrete: Structure, Properties and Materials", Prentice Hall, 1993.
15. D. Sanchez, "Tecnología del concreto y del mortero", Biblioteca de la construcción, Colombia, 1991.
16. F. De Larrad, T. Sedran , D. Angot et G. Bonnet: "Prévision de la compacité des mélanges granulaires par le modèle de suspension solide. Partie 2: validation. Cas des mélanges confinés", Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n°194, nov./décembre. (1994)
17. F. De Larrard, C. Ferraris, T. Sedran, Fresh Concrete: A Herschel-Bulkey Material, *Materials and Structures*, 31, (1998).
18. Ferraris, C. F., de Larrard, F, Testing and Modeling of Fresh Concrete Rheology, NISTIR 6094, (1998).
19. Ferraris C.F., de Larrard F. Modified Slump Test to Measure Rheological Parameters of Fresh Concrete, *Cement, Concrete and Aggregates*, Vol. 20, (1998).
20. F. de Larrard, C. F. Ferraris, Fresh Concrete Rheology: Recent Developments, *Material Science of Concrete*, Vol VI. (1999).

21. Chiara F. Ferraris, Measurement of the Rheological Properties of High Performance Concrete: State of Art Report, Journal of Reserch of the National Institute of Standards and Technology, Vol. 104, Number 5. (1999).
22. T. Sedran: "Rheologie et rhéométrie des bétons. Application aux bétons autonivelants.", Thèse de l'ENPC, 220 p, Mars, (1999)
23. V. A. Hackley, Guide of Rheological Nomenclature: Measurements in Ceramic Particulate Systems, NIST Special Publication 946. (2001).
24. Actin, P.C., P. Laplate y C. Bedard, "Development and experimental use of a 90 MPa field concrete", ACI SP-87-5.
25. Bentur, A. y M.D. Cohen, "Effect of condensed silica fume on the microstructure of the interfacial zone in portland cement mortars", Journal of the American Ceramic Society, vol. 70, 1987.
26. Fiorato, Anthony E. "PCA research on high-strength concrete", Concrete international: Design & Construction, vol. II, núm. 4, 1989.
27. Perenchio, W.F. y P. Klieger, "Some physical properties of high strength concrete", Research and Development Bulletin, núm. RD 056.01t, Portland Cement Association, 1978.
28. Shash, Ahmad, "High Performance Concrete and Applications", Edward Arnold, Hodder Headline Group, London, 1994.
29. Shannag M.J., Hussein A., "Sulfate resistance of high performance concrete", Cement & Concrete Composites, 25, 2003.
30. Popovics S, "Sthrength and Related Properties of Concrete, A Quantitative Approach", John Wiley & Sons, Canada, 1998.
31. Metha P. K, "Advancements in Concrete Technology", Concrete International, Junio 1999.
32. Gonzales de la Cotera M., "Requerimientos del cemento en los reglamentos de construcción", VI Coloquio de Quimica del cemento, Lima, 1996.
33. Araujo D., Prudencio L., "A Simple Model to Explain Compressive Strength of High Performance Concrete", VI Symposium in High Performance Concrete, Brazil, 2002.
34. Cabrera O., Donza H., Irassar E., "Efecto del curado en los hormigones de alta performance", Laboratorio de Materiales, Facultad de Ingeniería del Valle, Argentina 2000.

35. Fidjestol P., "Applied Silica Fume Concrete", Concrete Internacional, November 1993.
36. Malhortra V.M., "Fly Ash, Slag, Silica Fume, and Rice-Husk Ash in concrete: A review", Concrete Internacional, Enero 1993, Pags 27-32.
37. Webb J., "High-Strength Concrete: Economics, Design and Ductility", Concrete Internacional, Enero 1993, Pags 27-32.
38. Aitcin P.C., Neville A., "High Performance Concrete Demystified", Concrete Internacional, Enero 1993, Pag 21-26.
39. Detwiler G., "High-Strength Silica Fume Concrete – Chicago Style", Concrete Internacional, Pags. 32-36.
40. Li S., Ramakrishnan V., "Gad Graded Concrete Optimum Mixture Proportioning", ACI Special Publication 46-5, 1976.
41. Wilson F., "Concrete Mix Proportioning for Pumping – Some Influences of material properties – A Graphical Approach to optimum gradation", ACI Special Publication 46-3, 1976.
42. Blick R.L., Petersen C. F., Winter M.E., "Proportioning and controlling high strength concrete" ACI Special Publication 46-9, 1976.
43. Cordon W., "History of Concrete Proportioning", ACI Special Publication 46-9, 1976.
44. Gonzales de la Cotera M., "Los cementos y las pastas cementicias en los concretos de alta performance", V Coloquio de Quimica del cemento, Lima, 1994.
45. Yanqui C., "Diseño Estructural de Mezclas de Concreto", XII Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Huanuco, 1999.
46. Metha P.K., "Durability – Critical Sigues for the Future", Concrete Internacional, Julio, 1997.
47. Ferraris C. F., Lobo C., "Processing of High Performance Concrete", Concrete International, 20, 61-64,1998.
48. Penttala V., "Strains and pressures induced by freezing mortars exposed in sodium chloride solution", Concrete Science and Engineering, Vol 1, March 1999, pp 2-14.
49. Helmuth R., "Fly ash in cemente and concrete", Pórtland Cement Association, 1987.
50. Whitting D., Walitt A., "Permeability of concrete", Special Publication 108, American Concrete Institute, 1988.

51. Russell H. G., "ACI Defines High Performance Concrete", Concrete International Febrero 1999.
52. Rangan B. V., "High Performance High Strength Concrete: Design Recommendations", Concrete Internacional, Noviembre 1998.
53. Miller J.R., Fielding D.J., "Durability by admixture", Concrete Internacional, Abril 1997.
54. Phelan W.S., "Admixtures and HPC: A Happy Marriage", Concrete Internacional, Abril 1998.
55. Dehuai W., Zhaouan C., Weizu Q., "Computerized Mix Propotioning for HPC", Concrete Internacional, Setiembre 1997.
56. Maage M., Sellevold E., "Effect of microsilica on the durability of concrete structures", Concrete International, Diciembre 1987.
57. Malhortra V.M., Carette G.G., "Silica Fume Concrete – Properties, Applications, and Limitations", Concrete International, Mayo 1983.
58. Park R., "Design and Behavior of RC, Columns Incorporating High Strength Materials", Concrete International, Noviembre 1998.
59. Tognon G., Ursella P., Coppetti G., "Design and properties of concretes with stength over 1500 Kg/cm<sup>2</sup>", ACI Journal, Mayo-Junio 1980.
60. Gupta A., Rangan V., "High-Strength Concrete Structural Walls", ACI Structural Journal, Marzo – Abril 1998.
61. Amey S.L., Jonson D.A., Miltenberger M.A., Farzam H., "Predicting the Service Life of Concrete Marine Structures: An Enviromental Methodology", ACI Structural Journal, Marzo-Abril 1998.
62. Mansur M.A., Chin M.S., Wee T.H., "Flexural Behavior of Hagh Strength Concrete Beams", ACI Structural Journal, Noviembre-Diciembre 1997.
63. Pessiki S., Pieroni A., "Axial Load Behavior of Large Scale Spirally Reinforced High Strength Concrete Colums", ACI Structural Journal, mayo-Junio 1997.
64. Saak A.W., Jennings H.M., Shah S.P., "New Methodology for Designing Self-Compacting Concrete", ACI Materials Jouranal, Noviembre-Diciembre 2001.
65. Darwin D., Barham S., Kozul R., Luan S., "Fracture Energy of High Strength Concrete", ACI Materials Journal, Setiembre-October 2001.

66. Bui V.K., Acalla Y., Shah S.P., "Rheological Model for Self-Consolidating Concrete", ACI Materials Journal, Noviembre – Diciembre 2002.
67. Bhanja S., Sengupta B., "Optimum Silica Fume Content and Its Mode of Action on Concrete", ACI Materials Journal, Setiembre-October 2003.
68. Aitcin P.C., Neville A., "How the Water-Cement ratio affects concrete strength", Concrete internacional, Agosto 2003.
69. Bing L., Park R. Tanaka H., "Stress-Strain behavior of High Strength Concrete confined by Ultra High and Normal Strength Transverse Reinforcements", ACI Structural Journal Mayo-Junio, 2001.
70. Sedran T., De Larrard F., "Rene-LCPC: Un logiciel pour optimiser la granularite des materiaux de genie civil", Bulletin de Laboratoire Central des Ponts et Chaussees, Noviembre-Diciembre 1994.
71. De Larrard F., Hu Ch., Sedran T., "Best packing and specified Rheology: Two Key Concepts in High Performance Concrete Mixture Proportioning", Adam Neville Symposium, 1995.
72. De Larrard F., Sedran T., "Optimization of Ultra High Performance Concrete by the use of Packing Model", Laboratoire Central des Ponts et Chaussees, Paris France.
73. De Larrard F., Sedran T., "Computer Aided Mix Design: Predicting Final Results", Concrete Internacional Diciembre 1996.
74. Sedran T., De Larrard F., "Manuel d'utilisation de Rene-LCPC", Laboratoire Central des Ponts et Chaussees, Setiembre 2000.
75. De Larrard F., Sedran T., "Une Nouvelle Approche de la Formulation des Betons", Laboratoire Central des Ponts et Chaussees, Centre de Nantes.
76. Pouliot N., De Larrard F., Sedran T., Marchand J., "Prediction of the compactness of roller compacted concrete using a granular packing model", Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussees, Julio-Agosto, 2001.
77. Riva E., "Naturaleza y Materiales del Concreto", II Congreso nacional de estructuras y Construcción, Capitulo Peruano del ACI, Diciembre 2000.
78. Neville A., "Tecnología del concreto", Instituto Mexicano del Cemento y del concreto, Ed. Limusa, 1989.

79. Yanqui C., "Mecánica del Medio Discontinuo y su Aplicación en el Diseño de un Pabellón Educativo en Punta de Bombon", Tesis de la Facultad de Ingeniería Civil, UNSA, Arequipa, Perú, 1996.
80. Zia P., Ahmad S., Leming M., "High-Performance Concrete", FRWA-RD-97-030, 1994.
81. Calderon W., "Influencia del curado en la resistencia final del concreto para mezclas de  $f'c$  210 Kg/cm<sup>2</sup>, 280 Kg/cm<sup>2</sup> y 350 Kg/cm<sup>2</sup>", Tesis de la Facultad de Ingeniería Civil, UNSA, Arequipa, Perú, 2002.
82. Riva E., "Concreto de Alta Resistencia", Fondo Editorial ICG, 2002.
83. Arrieta F., "Concretos Especiales", Seminario Estado actual y ultimas tecnologías en el diseño y control del concreto, 2002.

*Imprimerie Lafayette – Juin 2007*

*8 Rue du Verdun 75005 Paris*

*Pour contacter à l'auteur : [infoconcrete@yahoo.fr](mailto:infoconcrete@yahoo.fr).*

*Copyright © 2007 . Tous droits réservés – dépôt légal N° 75188*