



INSTITUTO DE
TECNOLOGIA

PROF. JORGE A. SABATO

UNIVERSIDAD NACIONAL
DE GENERAL SAN MARTIN

COMISION NACIONAL
DE ENERGIA ATOMICA

MAESTRIA EN
CIENCIA Y
TECNOLOGIA
DE MATERIALES

ESTUDIO DE LA EMISIÓN ACÚSTICA GENERADA DURANTE ENSAYOS MECÁNICOS DE HORMIGONES

Miguel A. Sabio Montero

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE GENERAL SAN MARTIN
COMISION NACIONAL DE ENERGIA ATOMICA
INSTITUTO DE TECNOLOGIA
"Prof. Jorge A. Sabato"**

**"Estudio de la emisión acústica generada durante ensayos
mecánicos de hormigones" (*)**

Por Ing. Miguel Angel Sabio Montero

Director

**Dr. José E. Ruzzante
Ing. Angel Veca**

(*)Tesis para optar al título de *Magister en Ciencia y Tecnología de Materiales*

República Argentina

1999

COMISION NACIONAL DE ENERGIA ATOMICA CENTRO DE INFORMACION C A C

DEDICATORIA

A mi esposa, Viviana del Valle.

A mis hijos, María del Valle y Miguel Angel

AGRADECIMIENTOS

Mi profundo agradecimiento al Dr. José E. Ruzzante por la dirección y guía de este trabajo y junto a él al Ing. Angel Veca y a la Dra. Isabel López Pumarega.

El inmenso reconocimiento a la Dra. Alicia Sarce, por haberme impulsado en el logro de esta meta y junto a ella a todo el personal docente y administrativo del Instituto de Tecnología "Prof. Jorge Sabato".

Mi agradecimiento también al Director del Instituto de Materiales y Suelos de la Universidad Nacional de San Juan, Ing. Juan Manuel Fiore por su apoyo incondicional tanto en la adquisición del material requerido para el funcionamiento de los equipos como en las disponibilidades económicas para mi traslado y permanencia en la Provincia de Buenos Aires. A la beca otorgada por el FOMEC (Fondo para el Mejoramiento de la Calidad Educativa, Proyecto 276/95), a su Director, Ing. Hugo González Ranea y al Ing. Javier Osvaldo Morandi por su asesoramiento permanente.

Agradezco además, el aporte inmensurable del Ing. Enrique Nuñez en el armado y puesta a punto de las máquinas y equipos utilizados en la ejecución de los ensayos sin la cual hubiese sido imposible la realización de este trabajo. Al Ing. Carlos Calvo por sus aportes matemáticos, a los Ingenieros Jorge Torres y Ernesto Gremoliche por su contribución en la confección del Software utilizado para el registro de las variables, a los Técnicos Mecánicos Fernando Cuevas y Francisco Archilla por sus constantes apoyos en la fabricación de las piezas requeridas para los ensayos.

A los Ingenieros Ricardo Uliarte y María Elizabeth Médici por su colaboración en las traducciones y a todos mis compañeros del Instituto de Materiales y Suelos.

Finalmente, el agradecimiento a mi esposa Viviana del Valle y a mis hijos María del Valle y Miguel Angel por su comprensión y por el tiempo dispensado en la duración de esta Maestría, a mis padres Luis y Nieves por su fe y sus consejos, a mi suegro Robertie por su apoyo permanente y su ejemplo de lucha y a mi suegra Lidia que desde el cielo me iluminó permanentemente para que no decayera en la concreción de este emprendimiento.

INDICE

DEDICATORIA	II
AGRADECIMIENTOS	III
RESUMEN	VIII
ABSTRAC	IX
CAPITULO I	I
1.1.- El Hormigón	1
1.1.1. Composición del Hormigón	1
1.1.2. Etapas del Hormigón	3
1.1.3. Mecánica de Fractura del Hormigón	4
1.1.3.1. Principios de la Mecánica de Fractura del Hormigón	4
1.1.3.2. Importancia	5
1.1.3.3. Iniciación y Propagación de Fisuras en el Hormigón	6
1.1.3.4. Resistencia y Fisuración del Hormigón	8
1.1.3.5. Concentración de Tensiones	9
1.1.3.6. Tenacidad a la Fractura	10
1.1.3.7. El Criterio de Griffith	11
1.2.- La Emisión Acústica	13
1.2.1. Fuentes de Emisión Acústica en el Hormigón	14
1.2.2. Parámetros de la Emisión Acústica	14
1.2.3. Caracterización de los Eventos	15
1.3.4. Equipos y Componentes	16
1.3.- La Emisión Acústica Aplicada a los Hormigones	17
1.3.1. Introducción	17
1.3.2. Parámetros que afectan la Emisión Acústica en el Hormigón	18
1.3.2.1. El Efecto Kaiser	18
1.3.2.2. Efecto del Dispositivo de Carga	19
1.3.2.3. Atenuación de la Señal	19
1.3.2.4. Geometría de la Probeta	19
1.3.2.5. Tipos de Agregados	19
1.3.2.6. Resistencia del Hormigón	19
1.3.3. Estudios de laboratorio de Emisión Acústica	20
1.3.3.1. Estudio de los Mecanismos de Fractura	20
1.3.3.2. Tipos de Fractura	20
1.3.3.3. Localización de la Zona de Proceso de Fractura	20
1.3.3.4. Relación entre la Emisión Acústica y la Resistencia	21
1.3.3.5. Contracción por Secado	22
1.3.3.6. Hormigones y Cementos Reforzados con Fibras	22
1.3.3.7. Cemento con Alto Contenido de Alúmina (HAC)	22
1.3.3.8. Fisuración Térmica	23
1.3.3.9. Uniones en Hormigón Armado	23
1.3.3.10. Corrosión del Acero en Hormigón Armado	23
CAPITULO II	25
II.1.- Máquina de Ensayo de Compresión Uniaxial	25

II.1.1. Aplicación	25
II.1.2. Descripción	25
II.1.3. Unidades de Control	26
II.1.4. Dinamómetro a Resorte Tipo FM 2.750	26
II.1.5. Aplicación	26
II.1.6. Elementos de Seguridad.....	26
II.2.- Dispositivos Registradores de Carga y Deformación	26
II.2.1. Medidor de Carga	26
II.2.2. Medidor de Deformaciones	26
II.3.- Equipo de Emisión Acústica	27
II.3.1. Introducción	27
II.3.2. Descripción de los Módulos Utilizados	28
II.3.2.1. Medidor RMS-CNEA T680	28
II.3.2.1.1. Características Técnicas	29
II.3.2.1.2. Descripción Técnica	29
II.3.2.2. Amplificador de Emisión Acústica – CNEA K390	29
II.3.2.2.1. Características Técnicas	29
II.3.2.2.2. Descripción Técnica	29
II.3.2.3. Fuente de Alimentación Eurocad - CNEA T341	30
II.3.2.3.1. Características Técnicas	30
II.3.2.3.2. Chasis Eurocad - CNEA T660	30
II.3.3. Sensores Piezoeléctricos	30
II.3.3.1. Piezoeléctrico	30
II.3.3.2. Sensores Utilizados	30
II.4.- Modificaciones Efectuadas en los Equipos	31
II.4.1. Celda de Carga	31
II.4.1.1. Descripción de la Construcción de la Celda de Carga	31
II.4.2. Amplificador de Instrumentación	33
II.4.3. Descripción de Placa de Adquisición de Datos ADQ 12	34
II.4.4. Descripción de Software	35
CAPITULO III	36
III.1.- Caracterización de los Hormigones	36
III.1.1. Introducción	36
III.2.- Estudio de los Componentes	37
III.2.1. Cemento	37
III.2.1.1. Cemento Portland Normal	37
III.2.1.2. Cemento Portland Puzolánico	37
III.2.2. Aridos	38
III.2.2.1. Granulometrias, Mezclas y Propiedades	38
III.2.2.2. Reacción Alcalis-Aridos	39
III.2.3. Agua	40
III.2.4. Aditivos	40
III.2.5. Condiciones de Laboratorio de los Pastones de Prueba	42
III.3.- Bases para el Diseño de las Mezclas	42
III.4.- Mezclas Teóricas y programa de Pruebas para la Selección del Hormigón a utilizar en los ensayos de Emisión Acústica	42
III.4.1. Selección Primaria: Aridos, W/C, C, PUHF y Resistencia	42
III.5.- Ajuste, Contenido de Cemento y Resistencia	43

III.6.- Mezclas Propuestas	45
III.7.- Ensayos de Laboratorio	47
III.7.1. Estudio del Cemento	47
III.7.1.1. Cemento Portland Normal – Loma Negra	47
III.7.1.2. Cemento Portland Puzolánico – Loma Negra	47
III.7.1.3. Análisis Químico del Cemento Portland Normal – Loma Negra	48
III.7.1.4. Combinaciones Probables Calculadas	48
III.7.1.5. Análisis Químico del Cemento Portland Puzolánico – Loma Negra	49
III.7.1.6. Combinaciones Probables Calculadas	49
III.7.2. Granulometría y Mezclas Granulométricas del Material Seleccionado	50
III.7.2.1. Mezclas del Material Cortado en Planta Hormiserv	51
III.7.2.2. Reacción Alcalis-Ardo	52
III.7.3. Características de los Pastones de Ensayo en Estado Fresco y Resultados de los Ensayos de Probetas'	52
III.8.- Hormigón Seleccionado para la Confección de Probetas	52
III.9.- Confección de Probetas para su Análisis con Emisión Acústica	54
CAPITULO IV	57
IV.1.- Ensayos de Emisión Acústica	57
IV.1.1. Introducción	57
IV.2.- Caracterización de las Probetas Endurecidas	57
IV.2.1. Mediciones Geométricas y de Pesos Unitarios	57
IV.2.2. Mediciones de Resistencias Medias Probables	58
IV.2.2.1. Auscultación del Hormigón por Esclerometría	58
IV.2.2.2. Auscultación del Hormigón por Ultrasonido	60
IV.2.3. Valores de Resistencia de Ensayo	61
IV.3.- Mediciones de Emisión Acústica en Ensayos de Compresión Simple Uniaxial	62
IV.3.1. Descripción del Ensayo	62
IV.3.2. Registro de las Variables RMS, Carga y Deformación Específica	63
IV.4.- Criterio Adoptado en la Determinación de la Carga Correspondiente al inicio del RMS	71
IV.5.- Búsqueda de Parámetros de Diseño a Partir del RMS	73
CAPITULO V	77
V.1.- Discusión	77
V.1.1. Generación y Propagación de Fisuras en el Hormigón	77
V.1.2. Criterio de Diseño a Partir del Estado de Fisuración Interna del Hormigón	79
V.2.- Conclusiones	81
APENDICE	84
SECCION I	85
I.1.- Sensores de Emisión Acústica	85
SECCION II	88
II.1.- Consideraciones de Diseño de los Transductores de Presión a Diafragma	88
II.2.- Sensibilidad	88

<i>II.3.- Linealidad</i>	90
<i>II.4.- Respuesta en Frecuencia</i>	90
<i>II.5.- Construcción</i>	91
<i>II.6.- Cableado</i>	91
SECCION III	93
<i>III.1.- Ensayos de Laboratorio</i>	93
<i>III.2.- Granulometrias</i>	94
<i>III.2.1. Análisis Granulométrico - Muestra N°1 - Grava</i>	94
<i>III.2.2. Propiedades Físico-Mecánicas - Muestra N°1 - Grava</i>	94
<i>III.2.3. Análisis Granulométrico - Muestra N°1 - Arena</i>	95
<i>III.2.4. Propiedades Físico-Mecánicas - Muestra N°1 - Arena</i>	95
<i>III.2.5. Análisis Granulométrico - Muestra N°1</i>	96
<i>III.2.6. Curvas Mezclas 38 mm - Muestra N°1</i>	97
<i>III.2.7. Curvas Mezclas 19 mm Cortado en Laboratorio - Muestra N°1(G)</i>	98
<i>III.2.8. Corte y Mezclas Necesarias para Respetar los Límites de Norma - Muestra N°1 -</i>	99
<i>III.2.9. Granulometría del Material Cortado en Planta Hormiserv - Muestra N°2(G')</i>	100
<i>III.2.10. Mezcla del Material Cortado en Planta Hormiserv - Muestra N°2(G')</i>	101
<i>III.2.11. Mezcla del Material Cortado en Planta Hormiserv - Muestra N°3(G'')</i>	102
<i>III.3.- Reacción Alcalis-Arido</i>	103
<i>III.3.1. Cemento Portland Normal</i>	103
<i>III.3.2. Cemento Portland Puzolánico</i>	104
<i>III.4.- Características del Hormigón de los Pastones de Ensayo en Estado Fresco</i>	105
REFERENCIAS	106

RESUMEN

En el presente trabajo se sometieron probetas de hormigón de diferentes características a cargas de compresión uniaxial y se auscultaron por medio de la técnica no destructiva de la Emisión Acústica.

Partiendo del conocimiento del comportamiento del hormigón predicho por la mecánica de fractura se correlacionó las distintas etapas de generación y propagación de fisuras en la interfase matriz-agregado y en la matriz, caracterizando las señales acústicas mediante la medición del RMS.

El principal objetivo de este trabajo es el estudio y el análisis de la Emisión Acústica en el hormigón con el fin de predecir el estado de degradación del mismo cuando se encuentra solicitado y el de establecer parámetros de diseño.

Las técnicas convencionales consideran como parámetro de diseño el resultado de los ensayos de compresión simple a la rotura, sin embargo, es posible conocer el estado de integridad del material y el momento en que se produce una propagación masiva de fisuras por medio de la emisión acústica.

En este estudio se presentan: por un lado los resultados de la auscultación de probetas sometidas a compresión simple midiendo el parámetro acústico RMS, la carga aplicada y la deformación específica y por el otro se presenta un método de tangentes extremas que permiten definir un punto a cuyo valor de carga se le denomina carga crítica pudiendo considerarse como parámetro de diseño del material desde el punto de vista de la resistencia del mismo a la propagación de fisuras.

Los resultados obtenidos nos permiten visualizar el comportamiento de los diferentes tipos de hormigones tratados desde la óptica acústica y son el comienzo de las investigaciones tendientes a aplicar esta técnica a estructuras en servicio sometidas a cargas reales con el fin de evaluar el estado de degradación de los hormigones y eventualmente su vida residual.

ABSTRACT

In this work different characteristic of concrete samples have been tested at uniaxial compression test and them have been ausculted using Acoustic Emission Non Destructive Method.

Knowing the behavior predicted of the concrete by the fracture mechanic, the differents stages of propagation and crack generation in the matrix-agregate interface and in the matrix have been correlated, and the acoustic signals have been characterized using RMS measurements.

The mean purpose of this work is study and analyse the Acoustic Emission in concrete to predict the degradation state when it is tested and to stablish desing parameters.

The common technics consider, as a desing parameter, the results of simple compression tests, however it is possible to know the cracking state of the material and the exact moment when the masive fault propagation begins.

This work presents: By one side the auscultation results of samples submitted to simple compression measuring the RMS acoustic parameter, the aplied load and the specific strain. By the other side, it presents a extreme tangent method wich allows define a point which load value is denominated critic load. It can be considered a material strengh desing parameter in the faults propagation.

The results allow to visualize the behavior of differents types of concrete using acoustic method and, they are the beginning of investigations that tend to apply this technology to structures in service submitted with real loads, with the purpose to evaluate tne concrete degradation state and their residual life.

CAPITULO I

I.1.- EL HORMIGON

I.1.1. COMPOSICION DEL HORMIGON

El hormigón es un material compuesto constituido básicamente por agregados pétreos, un ligante y agua. Los agregados son de diversos tamaños y el ligante utilizado es, generalmente, el cemento portland.(1)(3).

El proceso de la reacción entre el agua y el cemento es complejo, siendo además varios los compuestos resultantes, recibiendo este fenómeno en forma colectiva la denominación de hidratación.

Esta pasta adhesiva o cementicia da cohesión a un conjunto de materiales granulares denominados agregados. Los agregados, en función de su tamaño, admiten ser clasificados además en finos y gruesos, según sea aquél menor o mayor que un tamaño frontera previamente definido. A su vez los agregados pueden ser de origen natural o artificialmente elaborados.

El hormigón no sólo está constituido por los materiales anteriormente mencionados, aunque son los que principalmente aportan la masa y volumen del mismo, sino que incluye también aire ocluido. Este aire puede ser atrapado durante el mezclado del hormigón, o expresamente incorporado a su masa mediante agentes externos.

También existe, con mucha frecuencia, un conjunto de materiales que se incorporan al hormigón para modificar y mejorar ciertas propiedades del mismo. Si esos elementos actúan por efecto físico, por ejemplo debido a su tamaño o a su forma, y su volumen no es despreciable en relación al del hormigón donde se incorporan, se conocen como adiciones físicas. Si su volumen es también significativo pero, además del efecto físico, tienen una acción reactiva en alguna etapa del hormigón de modo de generar estructuras aglomerantes, reciben el nombre de adiciones activas. Si en cambio tienen volumen insignificante y actúan por efecto químico o fisico-químico, por ejemplo debido a reacciones con el agua o acciones catalíticas sobre partículas de cemento, se conocen con el nombre de aditivos. Estos aditivos, cuya presencia en la masa del hormigón es muy inferior a la de los constituyentes principales, tienen una influencia destacada en las propiedades del mismo. Los aditivos se presentan en forma de líquidos, y en algunos casos como polvos o pastas, que generalmente se disuelven previamente en parte del agua de mezclado del hormigón para alcanzar así una buena difusión en el mismo.

En la figura 1.1. se esquematiza la composición del hormigón, observándose en la misma que se denomina mortero a la porción que no contiene el agregado grueso. Se destaca que los aditivos con su acción química y las adiciones activas actúan a nivel de la pasta cementicia y que las adiciones físicas se ubican en la fracción definida como mortero. El aire por cumplir la función de un sólido de pequeño tamaño se ubica en el mortero; sin embargo podría incluirse en la pasta, dado que sus burbujas se encuentran inmersas totalmente en ese material.

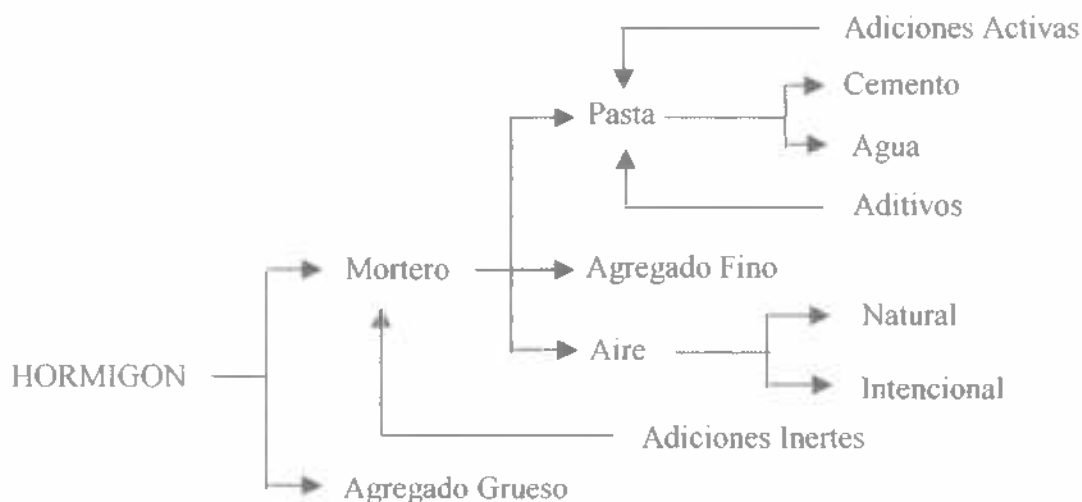


Figura 1.1 Composición del Hormigón

Considerando al hormigón como sistema aislado resulta ser la asociación de diversos componentes de distinta naturaleza, constituyendo una típica mezcla. Como corresponde a todas las mezclas, sus principales particularidades son las siguientes (1):

1. Los materiales componentes siguen conservando sus propiedades particulares dentro de la mezcla.
2. Los materiales componentes no se encuentran en proporciones fijas en toda la masa, siendo variables entre distintas porciones de la misma.
3. Las propiedades entre las distintas porciones de la masa no son uniformes, ya que dependen de las propiedades de los componentes y sus proporciones.
4. Los componentes de la mezcla pueden separarse por medios físicos y o mecánicos sencillos.

De las definiciones anteriores se deduce que el hormigón es un material formado por la mezcla de varios elementos no miscibles entre sí, o sea en esencia y por naturaleza heterogéneo. Para considerar al hormigón como sistema homogéneo debería poseer las mismas propiedades en toda su masa. Además esa homogeneidad debería mantenerse aunque se lo observe con un ultramicroscopio. De esta manera se conviene que un hormigón es homogéneo cuando un análisis macroscópico comparativo entre distintas porciones del mismo tienen las mismas proporciones y calidades de materiales constituyentes.

Es de destacar que algunos autores esquematizan al hormigón como una mezcla de dos fases. Una de ellas es continua y desempeña la función de matriz, donde se encuentra inmersa la otra fase que resulta así dispersa. Según los diferentes investigadores la fase continua puede ser la pasta cementicia o el mortero del hormigón; constituyéndose respectivamente la fase dispersa con el conjunto de agregados para el primer caso y con sólo el agregado grueso para el segundo. Si bien el conjunto continúa siendo heterogéneo, ambas fases pueden considerarse homogéneas en sí mismas. Ellas están separadas por una superficie límite bien definida, conocida como la interfase pasta-agregados o mortero-grueso según corresponda. Este modelo ha demostrado

en la actualidad su eficiencia en la etapa de hormigón endurecido, permitiendo explicar el comportamiento de éste a partir de bases científicas.

I.1.2. ETAPAS DEL HORMIGON

Todo material aglomerado basado en el cemento portland y en ligantes de la misma naturaleza que éste, presenta en su vida tres periodos fundamentales (1)(3). Ellos son, en forma secuencial, los siguientes:

1. Estado fresco
2. Estado de fraguado
3. Estado de endurecimiento

El estado fresco es la primera etapa, en la cual el hormigón permite ser movilizado y colocado en el sitio de utilización, comportándose como un fluido y presentando un aspecto pastoso.

La etapa de fraguado es aquella en la cual el material adquiere solidez a través del tiempo, dejando paulatinamente el estado fluido para pasar a ser un sólido, pero sin adquirir aún capacidad para soportar esfuerzos exteriores significativos.

Finalmente el endurecimiento es la etapa en la cual el hormigón, presentando ya el aspecto de sólido o sea fraguado, va desarrollando resistencia mecánica de una manera continua en el tiempo. Es en esta etapa donde el hormigón es utilizado como material resistente con fines estructurales.

De lo anterior se concluye que el hormigón es un material de características tales que, creado como fluido, con el curso del tiempo se transforma en sólido para así ser utilizado como elemento resistente.

Los periodos fresco y de fraguado engloban el pasaje del estado fluido al sólido. Este proceso no es instantáneo sino gradual y surge como producto de la rigidización del hormigón a medida que va progresando la hidratación del cemento, resultando ser así también un proceso de endurecimiento de la mezcla.

Dentro de esa transformación de fluido-pastoso a sólido, se debe distinguir al estado fresco del periodo de fraguado. En el primero de ellos las reacciones de hidratación del cemento enunciadas aún no han adquirido tal importancia como para impedir cambios de forma del material y que se evidencien signos de pérdida de adhesión en la masa endurecida, lo que sí ocurre en el caso de estar el hormigón en periodo de fraguado.

Debe destacarse que en forma aparente la masa de hormigón permanece en estado inalterado mientras está en periodo fresco, donde las reacciones se desarrollarían sólo a partir del comienzo de su periodo de fraguado. Este modelo está muy alejado de la realidad, ya que el proceso de hidratación comienza en el momento mismo del contacto del agua con el cemento. Lo que en realidad sucede es que los enlaces y la rigidez inicial de la masa fresca pueden ser fácilmente destruidos por el amasado o vibrado de la misma, denominándose este fenómeno como *tixotropía*.

Conceptualmente se define como período de vida del hormigón fresco, o simplemente estado fresco, al comprendido entre el momento de mezclado en el cual los componentes del hormigón forman una masa homogénea y el instante en que las reacciones de hidratación del cemento adquieren tal importancia que no es posible el remoldeo del material; sin que por ello se produzcan roturas irreversible en los enlaces entre los compuestos de la hidratación inicial del aglomerante.

Debe destacarse que si se descuentan las operaciones de curado, las que se desarrollan en las etapas de fraguado y endurecimiento del hormigón, todo cuanto se pueda hacer para lograr un hormigón de las características proyectadas se debe realizar en su etapa fresca. De allí la importancia que el período fresco tiene en el producto terminado, a pesar de su muy corta participación en la vida total del hormigón.

En la faz física el hormigón fresco se compone de las tres fases de la materia, unidas entre sí por fuerzas de acción recíproca (1). Esas fases y componentes son las siguientes:

1. Fase líquida: agua; ya sea en estado libre o fijada por adsorción o absorción a los sólidos del cemento y los agregados.
2. Fase sólida: en sí misma compleja y formada por los granos de cemento y sus compuestos de hidratación iniciales, los agregados pétreos y las adiciones de carácter físico.
3. Fase gaseosa: aire ocluido en forma de micro y macro burbujas.

Además, en el caso de la fracción sólida, las partículas constituyentes son de tamaños y densidades muy distintas. Sus tamaños varían desde coloides, en el caso de los compuestos iniciales de la hidratación, hasta partículas de 150 mm, para los agregados gruesos de gran tamaño. Las densidades relativas también varían muy ampliamente, ya que van desde menores a 1.00 hasta superiores a 4.00.

Este panorama de composición está indicando que el análisis del estado fresco del hormigón resulta complejo y su comportamiento muy difícil de conocer con precisión. Por eso ninguna teoría proporciona hasta el presente una explicación completa y satisfactoria sobre el comportamiento del hormigón en su período fresco.

En relación al otro estado muy importante del hormigón, el estado endurecido, veremos su comportamiento desde el punto de vista de la mecánica de fractura.

L1.3. MECANICA DE FRACTURA DEL HORMIGON

L1.3.1. Principios de la mecánica de fractura del hormigón

Las teorías clásicas de fractura desarrolladas para los materiales frágiles no describen adecuadamente la falla del hormigón bajo carga. Se tardó un tiempo para comprender que el hormigón es más complejo que un material idealmente frágil siendo conveniente clasificarlo como un material quasifrágil. Esto complicó la investigación en fractura del hormigón porque los modelos lineales de la mecánica de fractura no son convenientes para los compuestos quasifrágiles. El desarrollo de un mecanismo de fractura aceptable y conveniente para el hormigón se produjo con el desarrollo de los mecanismos de fractura no lineales (2).

I.1.3.2. Importancia

En los siguientes párrafos veremos los cambios mecánicos interiores inducidos por la carga dentro de una probeta de hormigón llevada a la fractura. *El cambio primario es la capacidad decreciente del material de transferir tensiones durante el aumento de la deformación.* La fortaleza a estos cambios se llama *resistencia del hormigón* desde un punto de vista fenomenológico. Una teoría apropiada de fractura le permite al ingeniero controlar y utilizar la resistencia del hormigón más inteligentemente y en consecuencia más eficazmente. Por consiguiente, se discuten en estos párrafos la mecánica de fractura del hormigón, aunque sólo en un nivel elemental.

Uno esperaría una teoría de fractura concreta para proporcionar predicciones cuantitativas de la conducta del hormigón bajo carga. Esto abarca las siguientes consideraciones:

1. Relaciones numéricas entre la resistencia y composición de un hormigón, incluso la porosidad (volumen aéreo) del hormigón.
2. Relaciones numéricas entre las diversas resistencias del hormigón, incluso bajo cargas sostenidas, repetidas y multiaxiales.
3. Relaciones numéricas para las deformaciones de un hormigón como una función de la composición y tipo de ensayo.
4. Explicación de paradojas de fractura del hormigón. Por ejemplo, considerando que la pasta de cemento endurecida y el agregado son cada uno sensible a la entalla, su mezcla, el hormigón, no lo es.

Ya que la resistencia es la propiedad más buscada de los materiales estructurales, se ha llevado a cabo una gran variedad de investigaciones con respecto a la resistencia del hormigón. Desgraciadamente, el mecanismo de fractura abarca un campo enorme de conocimiento que incluye teorías fundamentales así como la experimentación y el trabajo fenomenológico.

Una fuente de las dificultades conectada con el mecanismo de la fractura del hormigón es su *naturaleza compuesta muy heterogénea*. Las partículas de agregado actúan como inclusiones rígidas en una matriz frágil resistiéndose al agrietamiento. Esto imparte mayor rigidez a la matriz y reduce la inestabilidad dimensional, pero la rigidez diferencial del agregado y la matriz crea heterogeneidad y una débil interfase en la zona de contacto.

El comportamiento de la fractura de estos materiales no se conoce totalmente en sus aspectos microscópicos o macroscópicos, y el problema está todavía en la fase de descripción y clasificación del comportamiento observado. Una teoría de fractura para la pasta es un problema exigente en sí mismo, ya que la estructura de la pasta de cemento endurecida es muy compleja. Hay por lo menos cuatro tipos diferentes de poros en la pasta de cemento endurecida: poros de gel, poros capilares, poros del ingreso de aire, y poros de la consolidación incompleta. Cada uno de éstos puede tener efectos diferentes en la fractura del hormigón. Además, cualquier poro puede contener agua, aire o ambos. Como un resultado de esta heterogeneidad, la razón primaria para la falla de un hormigón puede ser no sólo la debilidad de la pasta sino también la debilidad del agregado, el de la interfase pasta agregado, o cualquier combinación de estos factores.

1.1.3.3. Iniciación y Propagación de fisuras en el Hormigón

Es un hecho bien establecido que en la mayoría de los casos la falla del hormigón bajo carga tiene lugar a través del agrietamiento interior progresivo, en lugar de abruptamente, y empieza en la porción de la matriz. En otras palabras, la típica fisura es el resultado de un material esencialmente continuo que cambia gradualmente a uno esencialmente discontinuo causado por fuerzas internas de tracción. La eminente desintegración de una probeta bajo carga es sólo la última fase de este proceso.

De acuerdo a la bibliografía existente Brandtzaeg (2) probablemente es el primero en predecir la existencia de fisuras en el interior del hormigón bajo carga. Encontró que por arriba de los dos tercios de la última carga, aproximadamente, el volumen de sus probetas de hormigón disminuye bajo carga de compresión uniaxial, en proporción a la carga aplicada. Llamó a la tensión de compresión correspondiente a esta carga *tensión crítica*. Por encima de esta tensión crítica, el material reduce su volumen ante un incremento de carga; sin embargo, la proporción del cambio de volumen disminuye hasta cierto punto donde un pequeño aumento de carga no causa ningún cambio en el volumen correspondiente. En su experimento esto tuvo lugar aproximadamente al 80% de la carga última, pero este valor puede disminuir a valores tan bajo como 50% creciendo con la edad del hormigón, o con un aumento en el contenido de agregado. A cargas aun más altas, el volumen aumenta con un incremento de carga. Este aumento de volumen también es reflejado por un aumento bien marcado (más de 0.5) en la relación de deformaciones longitudinales a laterales, esto es, la denominada relación de Poisson. De esto, el propio Brandtzaeg (2) concluyó que *el pandeo y la eventual falla del material resulta de un desarrollo gradual entre tensión y microfisuración interna a lo largo del espécimen paralelo a la dirección de la tensión de compresión aplicada*. La falla total tiene lugar cuando las fisuras empiezan a formar modelos continuos (o sea cuando se empiezan a unir y a formar planos de falla).

El desarrollo gradual de microfisuras en el hormigón bajo cargas también es corroborado, además de compresión, por observaciones de tracción y otras sollicitaciones. Por ejemplo, para los cubos en compresión, la velocidad del pulso ultrasónica en la dirección de la carga permanece constante mientras la carga aumenta hasta la falla. En la dirección transversal, sin embargo, hay una disminución en la velocidad del pulso a cargas menores que las últimas, y ocurren extensas disminuciones en la velocidad cuando la carga se aumenta hasta la falla. *De estos resultados se deducen que la fisuración interna comienza para una fracción de la carga última y las fisuras se orientan paralelamente a la dirección de la carga*. Según otras observaciones, y contrariamente a lo que ocurre con el hormigón, el cambio de volumen de la pasta de cemento endurecida bajo compresión es una disminución continua. De esto puede deducirse que *el aumento aparente de volumen de morteros y hormigones bajo carga está relacionado con la presencia de las partículas de agregado*.

Un cuadro más detallado aun lo proporcionan las fotografías de rayos X y la microscopía. En consecuencia, las microfisuras en la interfase entre el agregado grueso y el mortero existen en el hormigón antes de que se someta a cualquier carga externa. Estas fisuras de interfase (bond crack) parecen ser principalmente el resultado de un cambio diferencial de volumen entre la matriz y el agregado durante la hidratación y el secado. Su presencia indica que la interfase (i.e., la unión) es el eslabón más débil dentro del hormigón. A propósito, esto es típico de la mayoría de los materiales compuestos con componentes de diferentes rigideces. La debilidad de la interfase se ha demostrado directamente, por lo menos en hormigones de resistencia normal donde la pasta endurecida es más débil que el agregado (3).

Aproximadamente alrededor del 30% de la carga última de compresión, éstas fisuras de interfase empiezan a aumentar en longitud, anchura, y en número con el incremento de la tensión, mientras las fisuras en el mortero permanecen despreciables. En general, las fisuras de interfase se desarrollan primero alrededor de las partículas de agregado más grandes; esto sugiere que la resistencia de hormigones comparables deba disminuir con un aumento en el tamaño máximo de la partícula. Aproximadamente entre 70 a 90% de la carga última, las fisuras, a través del mortero y/o de las partículas del agregado, empiezan a aumentar notoriamente (Fig. 1.2) y empieza a formar un modelo de fisura continuo puentando entre las fisuras de interfase cercanas (2).

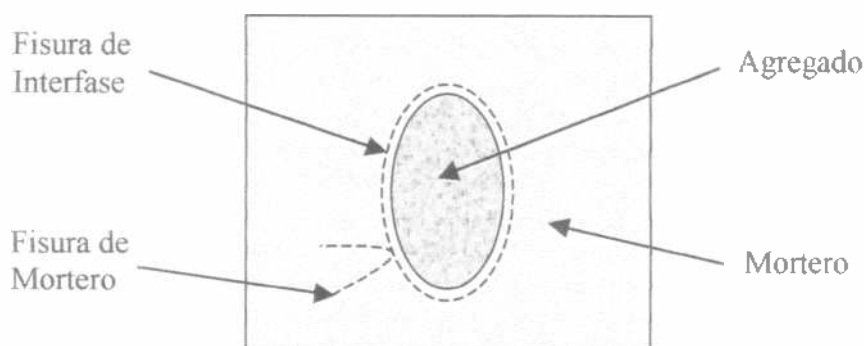


Figura 1.2 Iniciación y propagación de fisuras en el hormigón

Cuando el modelo de fisura continua se desarrolla extensamente, la capacidad de carga del hormigón disminuye. La falla a través de las partículas de agregado es rara en hormigones de resistencia normal hechos con agregados convencionales e indican que la resistencia de tales agregados es más alta que la resistencia de la pasta endurecida o de la interfase. Inversamente, en hormigones de alta resistencia, las fisuras frecuentemente penetran en los agregados más débiles en lugar de desviarse alrededor de ellos como en ciertas partículas ligeras y en los agregados convencionales. Así, las propiedades del agregado grueso tienen una influencia significativa en el desarrollo de la fisura y por consiguiente en la resistencia y deformación del hormigón; con los tamaños más grandes de los agregados y/o los mayores contenidos de agregados en el hormigón hay una cantidad creciente de fisuras de interfase.

La evaluación de diagramas de tensión-deformación de hormigones conduce a conclusiones similares. La curvatura (desviación del diagrama de tensión-deformación) también es debida a la microfisuración. En el caso de ensayos de compresión, este diagrama se encorva más para el hormigón que para el mortero comparable que, a su vez, tiene un diagrama más encorvado que la pasta comparable de la misma relación agua-cemento. También, hormigones de baja resistencia (por ej. con volumen de cemento bajo) presentan un diagrama de tensión-deformación más encorvado que los hormigones comparables de alta resistencia. Estos puntos demuestran nuevamente que el tamaño grande del agregado y/o el mayor contenido de agregado en el hormigón, producen una mayor cantidad de fisuras de interfase.

Se ha verificado la existencia de microfisuras en el hormigón con microscopios ópticos y además: con resistencia de alambres eléctricos tipo strain gage (medidor de deformaciones); con técnicas de tinta fluorescente; con fotoelasticidad reflexiva; y también fisuras

superficiales con interferómetro láser y *fisuras internas con emisión acústica que supervisa el ruido que resulta del agrietamiento* (4). También se ha observado que el modelo de la propagación de fisuras es influenciado por la velocidad de carga. Por ejemplo, cuando la velocidad de aumento de carga se mantiene constante durante el ensayo, se desarrollan pocas fisuras antes de la falla en relación a cuando la velocidad de deformación del espécimen se mantiene constante. Por consiguiente, la falla del hormigón es abrupta en el primer caso y más gradual en el segundo. La figure 1.3 presenta en general, un cuadro indicativo de los efectos obtenidos en varios ensayos debido a las microfisuras.

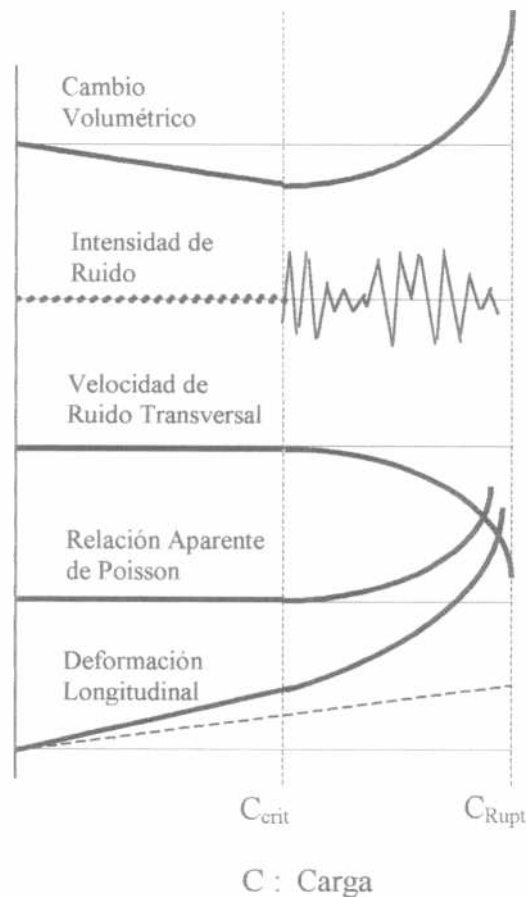


Figura 1.3 Efectos de microfisuras bajo compresión uniaxial en ciertas propiedades del hormigón.

I.1.3.4. Resistencia y Fisuración del Hormigón

Después de que las fisuras forman un modelo continuo en el mortero del hormigón mediante la unión de fisuras de interfase y la matriz, la capacidad de transmisión de carga del hormigón baja. Así parece probable en esta fase que una contribución a la carga última de compresión del hormigón es proporcionada a través de la fricción interna desarrollada en las superficies de las fisuras recientemente creadas y por el enclavado (trabazón) mecánico de las partículas de agregado grueso. Esta contribución de la fricción interna puede demostrarse

experimentalmente. Por ejemplo, la saturación del hormigón o probetas de mortero con petróleo o un derivado de este resulta en una reducción en la resistencia a compresión de aproximadamente 20%. Puesto que los derivados del petróleo no atacan químicamente al hormigón, esta reducción de resistencia puede atribuirse a la lubricación de las superficies ásperas. Esta suposición es apoyada por el hecho que la resistencia del hormigón se recupera cuando el aceite se expelle del hormigón por secado al infrarrojo.

En resumen, la resistencia del hormigón se origina, más o menos en el orden de apariencia, de las siguientes fuentes:

1. Resistencia a la fisuración en la interfase de la pasta de cemento (o mortero) y el agregado grueso.
2. Resistencia a la fisuración en la pasta endurecida
3. Resistencia a la fisuración en las partículas de agregado grueso.
4. Enclavado del agregado y fricción entre las superficies interiores rotas

1.1.3.5. Concentración de tensiones

La solución elástica utilizando el método de la entalla proporciona el primer paso en la explicación de fondo de la fisuración interior del hormigón bajo carga. Muestra que existiendo poros, vacíos, fisuras, y así sucesivamente (por ej., fallas en el material) pueden actuar como concentradores de tensión, sin tener en cuenta si la carga está bajo compresión o tracción. Así las tensiones en la punta de la falla podrían ser mucho más altas que la tensión media (la carga aplicada dividida por el área de la probeta) y puede exceder la resistencia última del material en el futuro. De acuerdo a la literatura, Inglis (2) encontró que si la fisura es estrecha, con la punta en forma elíptica, la relación de tensiones σ_m/σ_u para una no fisuración de alta resistencia linealmente elástica (por ej., un hipotético) el material se aproximará a (Fig. 1.4)

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_u} = 2 \left(\frac{a}{r_o} \right)^{0.5} \quad (1.1)$$

donde

- σ_m = la tensión máxima en la punta elíptica de la falla
- σ_u = la tensión aplicada lejos de la punta de la falla, la cual es uniforme y normal al plano de la falla
- a = la profundidad de la falla
- r_o = el radio mínimo de curvatura en la punta

La ecuación 1.1 muestra que cuando el r_o se aproxima a cero, los aumentos de concentración de tensión tienden a infinito. En otras palabras, un material que contiene fisuras puntiagudas no tendría resistencia en absoluto. En materiales reales, sin embargo, éste no es el caso. Esto es así en parte porque los espacios atómicos ponen un límite inferior al r_o , y en parte porque una mayor porción de la resistencia a la propagación de fisuras no viene de la resistencia de la unión atómica sino de la conservación de energía de la superficie.

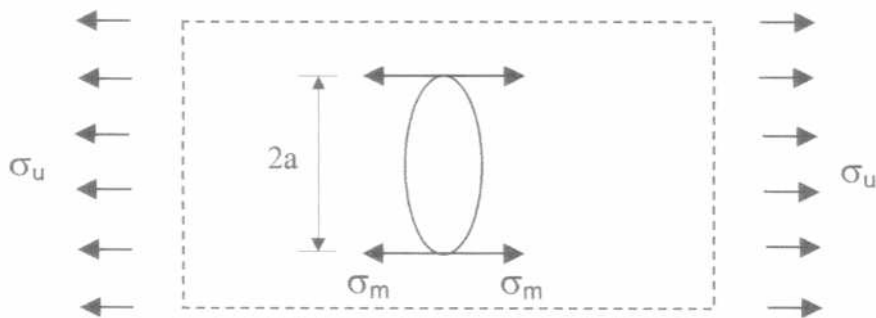


Fig. 1.4 Concentración de tensiones en una fisura inicial de longitud $2a$

Aun así, las concentraciones de tensión en las puntas de la falla pueden ser muy altas. Por ejemplo, si la profundidad de la falla es 10^{-2} in. (0.25 mm) y el r_o es 10^{-6} in. (25.4×10^{-6} mm), la concentración de tensión de la Eq. 1.1 es 200; es decir, se estima que la tensión en la punta de la falla puede ser 200 veces más alta que la uniforme. Esto significa que lejos del promedio de la tensión de tracción tan baja como 10 psi (0.07 MPa) produciría una concentración de tensión de tracción de 2000 psi (13.8 Mpa = 138 Kg/cm²). Esta tensión, por supuesto, no se alcanza en el hormigón por las fisuras, produciendo una reducción de las tensiones. En materiales realmente frágiles, las concentraciones de tensiones pueden alcanzar el valor predicho por la Eq. 1.1 sólo bajo tensiones muy bajas, porque a tensiones más altas los materiales fisuran. Es importante hacer notar que *las concentraciones de tensión por fisuras reducen la resistencia del hormigón mucho más de lo que se esperaría solamente de la disminución de área causada por transmisión de carga.*

Una pasta de cemento endurecida contiene muchas fisuras en la forma de poros de gel, poros capilares, y otros vacíos ocupados, total o parcialmente, con aire o agua. Por consiguiente, la resistencia real de una pasta endurecida u hormigón es sólo una fracción de la resistencia teórica que se estima en base a la cohesión molecular de un material absolutamente sin defecto, homogéneo. Note en relación con la Eq. 1.1 que el tamaño de la fisura, su forma y el ángulo entre la dirección de la tensión aplicada y la dirección de la falla afecta la magnitud de la concentración de tensiones.

Un tipo diferente de concentración de tensión interior es producido por la diferencia entre la rigidez de la matriz y la de las partículas de agregado. Las cargas externas y las tensiones internas debidas a la contracción térmica o al gradiente de humedad, producen al azar, una distribución de deformaciones no uniformes debido a: la acción de acúñado de las partículas de agregado; la mayor diferencia entre el módulo elástico del agregado y la matriz y la mayor concentración de deformaciones que típicamente ocurre en la matriz y en la interfase. También, a mayor tamaño de agregado, mayor es la concentración de deformaciones. La magnitud de esta concentración de tensiones es menor que aquella alrededor de las puntas de la falla pero es aún bastante significativa para contribuir a la propagación de las fisuras.

1.1.3.6. Tenacidad a la Fractura

La resistencia de un material a la propagación de fisuras se llama tenacidad a la fractura. Esto puede medirse para muchos materiales frágiles por ensayos de resistencia de probetas que contienen fallas (fisuras) deliberadamente introducidas o agujeros afilados llamados muescas o

entallas. La concentración de tensiones al final de la entalla reduce la resistencia, y su magnitud se llama *sensibilidad de la muesca*.

Más específicamente, *puede definirse la sensibilidad de la muesca de un hormigón como la relación de su resistencia a flexión calculada entre la sección transversal neta de la viga entallada y la resistencia a flexión de una viga comparable pero no entallada*.

Así si una viga entallada tuviera la misma carga de fractura en flexión como una viga comparable no entallada teniendo el mismo espesor como la profundidad restante bajo la muesca de la viga entallada, esta relación tendría el valor de la unidad. En un material frágil, esta relación es típicamente menor que la unidad. En un material dúctil, la relajación de la concentración de tensiones por flujo plástico puede dar una relación que se acerque a la unidad. Así esta relación puede usarse como una medida de la sensibilidad a la muesca del material.

I.1.3.7. El Criterio de Griffith

Las concentraciones de tensión tienen un papel importante en la fractura del hormigón; no obstante, este papel es sólo una parte de la teoría. Como se señaló en el párrafo precedente, las fisuras de interfase iniciales tienen poca influencia en la capacidad de soporte de carga del hormigón para cargas bajas en relación a la carga de rotura. *La razón para esto es que ellas no propagarán a menos que la tensión aplicada exceda la resistencia del material a tracción. Éste es el criterio fundamental para la propagación de las fisuras*. Un criterio equivalente es que una fisura empezará a propagar cuando la energía de deformación elástica sea mayor que la energía requerida para crear nuevas superficies de fisuras. El último criterio fue usado por Griffith para el desarrollo de una teoría por el desarrollo progresivo de una fisura para los materiales frágiles homogéneos. Esto también es aplicable, por lo menos cualitativamente, para el hormigón. Asumiendo que todo el trabajo elástico involucrado en la fractura entra en la creación de dos nuevas superficies, la cuales tienen una energía de superficie T por unidad de área, que existe elasticidad lineal y tensiones planas, y que la Eq. 1.1 es válida, Griffith obtuvo la condición necesaria y suficiente para la propagación de fisuras con la condición que la energía libre total del sistema sea minimizada. La expresión numérica es:

$$\sigma_{u,m} = \left(\frac{2ET}{\pi a} \right)^{0.5} \quad (1.2)$$

donde

- $\sigma_{u,m}$ = mínima tensión de tracción uniforme σ_u que puede causar propagación de fisuras
- E = el módulo de elasticidad
- T = la energía de la superficie del material por unidad de área

Los otros símbolos son como en la Eq. 1.1.

El término $\sigma(\pi a)^{0.5}$ se llama en modo I, *factor de intensidad de tensiones en un sólido infinito*, representa el *modo de apertura de la fisura* y normalmente es designado por K_I .

Cuando este factor alcanza algún valor crítico, ocurre la propagación de la fisura. Este factor de intensidad de tensión crítico se designa K_{IC} y es la característica numérica de la resistencia a la fractura. Los valores de K_{IC} normalmente quedan en el rango de 100 a 450 lb-(in.)^{-3/2} [0.1 a 0.5 MN-(m)^{-3/2}] para pasta de cemento endurecido, considerando que para el hormigón adulto ellos van de aproximadamente 400 a 1300 lb-(in.)^{-3/2} [0.45 a 1.40 MN-(m)^{-3/2}]. Sin embargo, K_{IC} para la región de la interfase parece ser más pequeño, aproximadamente 100 lb-(in.)^{-3/2} [0.1 MN-(m)^{-3/2}].

Una manera alternativa de describir la fractura del hormigón es por la cantidad de energía de deformación liberada, G_I . Aquí la propagación de la fisura ocurre cuando el G_I alcanza el valor crítico G_{IC} . Puede mostrarse que para tensión plana,

$$G_{IC} = \frac{K_{IC}^2}{E} \quad (1.3)$$

y para deformación plana,

$$G_{IC} = \frac{K_{IC}^2}{E(1-\mu^2)} \quad (1.4)$$

También puede mostrarse teóricamente que

$$G_{IC} = 2T \quad (1.5)$$

Sin embargo, los valores de T calculados de la Eq. 1.5 siempre son más grandes que el valor aceptado para la energía de superficie de una pasta de cemento endurecida.

Aunque la Eq. 1.2 se desarrolló para carga de tracción uniaxial, el análisis de Griffith también se ha extendido a cargas de compresión uniaxial y a otros tipos de carga. Esta extensión es aplicable al hormigón, pero sólo en un sentido cualitativo.

Según la teoría de Griffith, cuando la concentración de tensiones en la punta de una fisura excede un cierto valor, esta fisura propagará; es decir, se crean nuevas superficies mientras la energía de deformación elástica está relajada cerca de la fisura. Por consiguiente, la creación de una nueva superficie requiere energía para incrementar el agrietamiento con la evolución de la fisura. Una fisura inicial de longitud a_0 empezará a crecer bajo una tensión σ_0 , pero se detendrá (arrestará) pronto a una longitud a_1 debido al aumento en la demanda de energía. La tensión debe aumentarse a σ_1 para que la fisura pueda continuar creciendo a una longitud a_2 . Las observaciones indican que durante este aumento de tensión hay una tensión $\sigma' < \sigma_1$ que normalmente es suficiente para causar la propagación de otra fisura. Así el agrietamiento no está en la forma de una sola fisura sino en la forma de una zona de microfisuras sinuosas. Este proceso aumenta la resistencia del material a la fisuración. La propagación de la fisura continuará hasta que el tamaño de la fisura alcance un cierto valor crítico a_{cr} . Esta parte del proceso se llama

propagación lenta de la fisura. Más allá de este punto, la velocidad de cambio de la energía de superficie será menor que la velocidad de cambio de energía almacenada. Esto significa, simplemente, que la demanda de energía para crear nuevas superficies es menor ahora que la energía de deformación existente; por consiguiente, la fisura crecerá espontáneamente, con velocidad creciente, hasta que la falla del espécimen ocurra. Este proceso se llama *propagación rápida de la fisura*. Es probable que la causa de la fisura crítica radique en una redistribución de tensiones dentro del espécimen, acelerando así el crecimiento de otras fisuras, ya que la velocidad de la propagación rápida de la fisura puede ser muy alta y puede acercarse a la velocidad del sonido.

La experiencia ha mostrado que *la propagación lenta de la fisura en materiales frágiles es más extensa (temporalmente) bajo compresión que bajo tracción. Esto da explicación de por qué la resistencia a compresión de estos materiales es mayor que su resistencia a tracción.*

I.2.- LA EMISION ACUSTICA

Cuando un material, de cualquier tipo, es sometido a una deformación por medio de una sollicitación externa o por otra causa, por ejemplo variaciones térmicas o de presión, se producen en él ondas elásticas como consecuencia de la generación y propagación de defectos. La Emisión Acústica (E.A.), es una técnica de Ensayo No Destructivo que estudia este fenómeno dinámico y suele llamársele también con el término de E.A. a las señales captadas por los sensores que forman parte del equipo y que luego veremos en detalle.

Un ejemplo simple de E.A. en baja frecuencia donde ni siquiera es necesario la utilización de sensores para captar el sonido, es el conocido grito del estaño (5). Se conoce como grito del estaño al sonido emitido por una barra de este material cuando es sometido a una deformación de doblado.

Existe una gran similitud entre los fenómenos que estudiaremos con esta técnica y el fenómeno del sismo. Es conocido que en función de los tiempos de arribo a las estaciones sismológicas puede ubicarse el epicentro (lugar del sismo en la superficie) o hipocentro (lugar del sismo real bajo tierra) de un terremoto. De igual manera puede detectarse la ubicación de una fisura en propagación, por ejemplo en una masa de hormigón, si se cuenta con el número de sensores apropiados, analizando el tiempo de arribo de la señal a los mismos. Esta similitud existente entre la E.A. y la sismología es muy importante ya que las investigaciones efectuadas en una u otra técnica pueden ser aplicadas entre sí, por supuesto teniendo en cuenta las características particulares de cada una de ellas, por ejemplo las ondas sísmicas son de baja frecuencia y las ondas que estudiaremos son de alta frecuencia en relación a las anteriores, es decir que, en forma general la sismología se encarga de señales producidas por fenómenos macroscópicos mientras que la E.A. estudia las señales producidas por fenómenos microscópicos.

Se desprende de estos conceptos vertidos, que la técnica de E.A. posee dos características fundamentales:

- a) la ubicación de las fuentes de emisión son detectadas en un solo ensayo
- b) las fuentes detectadas deben ser activas, esto es, en propagación

Es posible que en un material se encuentren, y de hecho existen, defectos estáticos, o sea que no se propagan en el tiempo y que por lo tanto suelen no representar un

problema, estos no serán detectados por los sensores de E.A.. En otras palabras la fuente de la E.A. es la energía producida por la variación del campo de tensiones provocadas en el material por la sollicitación.

Es importante destacar que si bien la E.A. posee ventajas sobre otras técnicas de Ensayo No Destructivo, localizada una fuente es necesario estudiarla con otra técnica complementaria de Ensayo No Destructivo con el fin de evaluar y establecer correctamente sus características.

1.2.1. FUENTES DE EMISION ACUSTICA EN EL HORMIGON

Ya dijimos que la E.A. era producida por la variación del campo de tensiones provocadas en el material por la sollicitación. Sin embargo, las ondas elásticas y las energías que de ellas se desprendan pueden provenir de diversas fuentes. En nuestro caso sería razonable considerar las siguientes:

- a) generación y propagación de fisuras en la interfase matriz-agregado
- b) generación y propagación de fisuras en la matriz
- c) generación y propagación de fisuras en el agregado pétreo
- d) retracción o expansión del hormigón en general
- e) desprendimientos de la zona de unión entre la matriz y el agregado pétreo
- f) retracción o expansión del hormigón por variaciones de presión
- g) retracción o expansión del hormigón por variaciones térmicas, etc.

Como vemos diversas son las fuentes que pueden dar origen a la E.A. en el hormigón.

1.2.2. PARAMETROS DE LA EMISION ACUSTICA

Hemos visto en el punto anterior las diversas fuentes de E.A.. Ellas presentan señales con frecuencias y amplitudes muy variadas. En general en aplicaciones industriales las frecuencias varían desde los 50 KHz a 1 Mhz. El límite inferior es adoptado con el fin de eliminar señales provenientes de rodamientos, motores, o vibraciones externas que se mezclarían con las señales objeto de estudio y el límite superior es fijado en función de la atenuación de la onda elástica en el medio. En los metales en general y en los aceros en particular las frecuencias utilizadas rondan los 250 KHz, mientras que para los hormigones las frecuencias son algo más bajas (6) y rondan los 150 KHz.

Existen dos tipos de señales de E.A. que se clasifican en :

- a) Señales continuas, generalmente de baja amplitud
- b) Señales discretas, denominadas “burst”, corresponden a una emisión en pulsos de mayor intensidad.

Ambas señales pueden observarse en la Figura 1.5

Es importante señalar que durante un ensayo de E.A. se pueden obtener señales con intensidades y amplitudes variables pudiendo ser la causa la emisión de distintos tipos de fuentes simultáneamente.

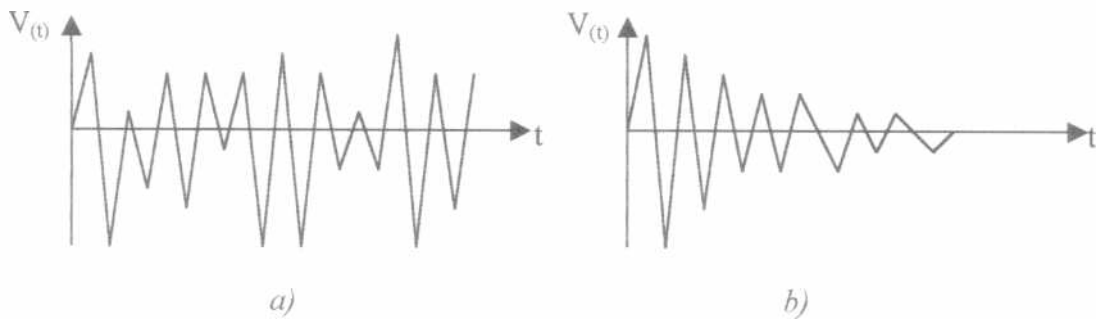


Fig.1.5 a) señal de E.A. continua: b) señal de E.A. discreta

1.2.3. CARACTERIZACION DE LOS EVENTOS

El estudio se puede efectuar de diversas maneras, a saber:

1. Número de eventos
2. Medición del RMS
3. Amplitud de los eventos
4. Duración de los eventos
5. Rise-time

Se caracteriza a los eventos con los siguientes parámetros: *amplitud, duración y “rise-time”*. La *amplitud* viene dada por la máxima intensidad del evento. La *duración* se define fijando previamente un umbral (V_t), siendo la duración, el tiempo que transcurre entre la primera y la última vez que la señal sobrepasa el umbral. El *“rise-time”* es el lapso entre el primer sobrepaso del umbral y el máximo de la señal (Figura 1.6). Otro parámetro generalmente utilizado, es el *“ringdown”*, que es el número de ciclos existentes en el tiempo que dura el evento.

El *número de cuentas* (“ringdown”) para un evento detectado por un transductor viene dado por:

$$N_{RD} = \frac{w_o}{\beta} \ln \frac{V_o}{V_t}$$

donde:

- w_o = frecuencia de resonancia del detector
- β = es la constante del evento
- V_o = es el voltaje inicial
- V_t = la tensión umbral

Finalmente, también puede usarse para la caracterización de las señales las mediciones del RMS (“root mean square”) del voltaje

$$V_{RMS} = \sqrt{\frac{1}{T} \int_0^T [V(t)]^2 dt}$$

donde T es el intervalo de medida. El V_{RMS} posee una estrecha relación con la energía pudiéndose usar también en emisiones continuas de E.A..

La siguiente figura aclarará un poco más los conceptos vertidos.

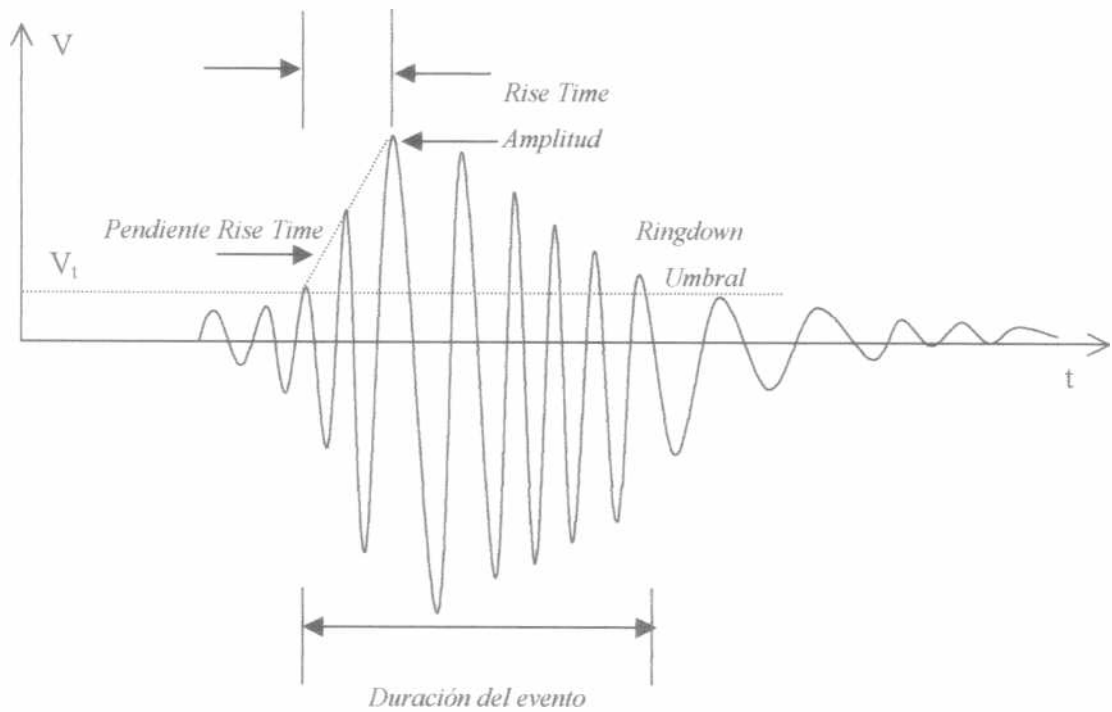


Fig.1.6 Parámetros que caracterizan un “burst” de E.A.

1.2.4. EQUIPOS Y COMPONENTES

Un equipo básico de E.A. de un solo canal está compuesto por: el sensor, el preamplificador y el equipo de E.A. propiamente dicho con su amplificador, sistemas de registro, sistemas de análisis de señales, etc..

El siguiente diagrama en bloc clarificará el concepto.

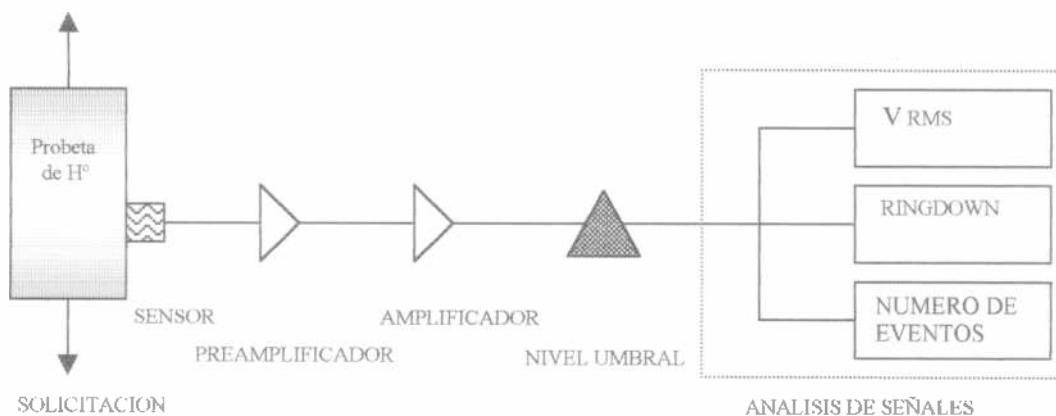


Fig.1.7 Diagrama en bloc de un equipo de E.A.

Los sensores más usados, también llamados transductores, son los piezoeléctricos, generalmente contruidos con cerámicos PZT (plomo – circonio – titanio). También en laboratorios o en casos especiales se han utilizado sensores capacitivos. Los sensores pueden ser lineales resonantes o de banda ancha.

El preamplificador, es uno de los componentes mas comprometidos en los equipos de uso industrial o de laboratorio. Este debe poseer características adecuadas para este uso. Es importante que se ubique próximo al sensor, esto es, distancias menores a un metro, y tener una ganancia de 40 dB aproximadamente (7), con el objeto de disminuir los ruidos.

Con el fin de obtener un buen acople acústico entre la probeta de ensayo y el transductor se suele untar la superficie de contacto con vaselina o grasas adecuadas para ese fin.

1.3.- LA EMISION ACUSTICA APLICADA A LOS HORMIGONES

1.3.1. Introducción

El primer estudio de emisión acústica de probetas de hormigón es dado a conocer por Rüsç (8), quien nota que durante ciclos de carga y descarga después de alrededor del 70 al 85 % de la última carga de rotura, la emisión acústica era producida únicamente cuando la carga máxima previa era alcanzada (el efecto Kaiser). Más o menos al mismo tiempo, pero independientemente, L'Hermite (9) (10), midió igualmente emisión acústica en el hormigón, descubriendo que un fuerte incremento en la emisión acústica coincide con el punto en la cual la relación de Poisson comienza a incrementarse (por ejemplo, en el comienzo de la fisuración significativa de la matriz del hormigón). En 1965, Robinson (11) usó equipos más sensibles para mostrar que la emisión acústica ocurre para cargas mucho más bajas que los niveles anteriormente indicados y de ahí que, puede usarse para monitorear las microfisuras anteriores (tal como las involucradas en el crecimiento de las fisuras de interfase, bond cracks, en la región interfacial entre la matriz y el agregado). Wells (12), en 1970, construyó un aparato más sensible aún, con el cual

pudo monitorear emisión acústica en el rango de frecuencias que van desde 2 a 20 KHz. No obstante, le fue imposible obtener con precisión registros reproducibles para los variados tipos de probetas que ensayó, probablemente debido a la dificultad en eliminar el ruido externo de la máquina de ensayo. También en 1970, Green (13) informa una extensa serie de ensayos registrando frecuencias de emisión acústica arriba de 100 KHz. Green fue el primero en mostrar claramente esa emisión acústica en el hormigón relacionándola con el proceso de falla dentro del material, usando técnicas de localización de fuentes, también fue capaz de determinar la localización de defectos. Fue este trabajo que indicó que la emisión acústica puede usarse como una advertencia anticipada de la falla. Green también notó el efecto Kaiser, para el cual, la emisión acústica puede usarse para indicar la carga máxima previa a la cual el hormigón se encuentra subordinado.

No obstante, aún después de estos trabajos pioneros, el progreso en la aplicación de las técnicas de emisión acústica permanece atrasado. Diederichs (14) y colaboradores poseen una extensa cantidad de trabajos que cubren la literatura sobre la emisión acústica en el hormigón desde 1983 en adelante. Sin embargo, Malhotra (15) advierte que hay publicados pocos datos en esa área y que los métodos de emisión acústica están en crecimiento. Precisamente en enero de 1988, se explora la literatura fijando únicamente unos 90 trabajos relacionados con la emisión acústica en el hormigón durante alrededor de los 10 últimos años.

1.3.2. PARAMETROS QUE AFECTAN LA EMISION ACUSTICA EN EL HORMIGON

1.3.2.1. El efecto Kaiser

Los trabajos primitivos realizados por Rüsch (8), indican que se produce un verdadero efecto Kaiser en el hormigón, percibiéndose emisión acústica para cargas que superan la carga máxima anterior. Otros investigadores también concluyen que el hormigón exhibe el efecto Kaiser a esfuerzos más bajos que para la tensión máxima del material, (15)(16) (17)(18)

Spooner y Dougill (17) confirman que el efecto no ocurre más allá de la cima de la curva carga-deformación (por ejemplo en la rama descendente de la mencionada curva), produciéndose nuevamente señales de emisión acústica después de alcanzada la carga máxima anterior.

Otros como Nielsen y Griffin (19), escriben que el efecto Kaiser es únicamente un efecto muy temporario en el hormigón con una pocas horas de descanso entre ciclos de carga, de manera que la emisión acústica se registra durante el proceso de recarga para el máximo valor previo.

De esto, todos ellos concluyen "que el efecto Kaiser no es un indicador seguro de la historia de carga para el hormigón simple". Esto es, únicamente el efecto Kaiser puede ser empleado en la práctica para determinar el esfuerzo máximo previo al que un elemento estructural ha sido sometido.

1.3.2.2. Efecto del dispositivo de carga

La fricción producida entre las caras de apoyo de la probeta de hormigón y el plato del cabezal de carga de la máquina puede tener un efecto considerable en la resistencia aparente del hormigón.

Esto es reflejado también en la emisión acústica medida usando diferentes tipos de dispositivos de carga (20).

Con platos de acero la mayor emisión acústica aparece para esfuerzos alrededor de la carga máxima, con platos más flexibles, aparece una significativa emisión acústica alrededor del 20 % de la carga última de rotura.

1.3.2.3. Atenuación de la Señal

Las onda elásticas generadas por la fisuración se atenúan al propagarse a través del hormigón. Por ello la máxima distancia entre transductores piezoeléctricos no debe ser muy extensa.

Berthelot y Robert (21) indican una ordenación de transductores colocados de manera tal que formen una malla de 40 cm de lado para lograr la localización de eventos de emisión acústica con razonable exactitud.

Los hormigones de alta resistencia favorecen la captación de las ondas en relación a los hormigones normales.

1.3.2.4. Geometría de la probeta

Ha sido demostrado que probetas pequeñas parecen dar en forma uniforme intensidades más altas de emisión acústica que para probetas grandes (22). La razón para que esto ocurra, no está bien establecida aún.

1.3.2.5. Tipos de agregados

No existe la certeza de que el tamaño del agregado tenga algún efecto sobre la emisión acústica. Han sido reportados hormigones con tamaños máximos de agregado pequeños que producen una mayor cantidad de emisión acústica que con un tamaño máximo de agregado mayor (15).

1.3.2.6. Resistencia del hormigón

Se ha demostrado que el número total de cuentas para la carga máxima es mayor para hormigones de mayor resistencia aunque como se mencionó antes, para niveles de resistencia similares el número total de cuentas en la falla aparenta ser más grande para hormigones de mayor edad (23).

I.3.3. ESTUDIOS DE LABORATORIO DE EMISION ACUSTICA

I.3.3.1. Estudio de los mecanismos de fractura

Se ha demostrado que la emisión acústica puede estar relacionada con el crecimiento de la fisura o con los parámetros del mecanismo de fractura en cementos, morteros y hormigones.

Evans y col. (24), demostraron que la emisión acústica puede ser correlativa con la velocidad de fractura en morteros.

Morita y Kato (25)(26) y Nadean, Bennett y Mindess (27), fueron capaces de contar la cantidad total de cuentas de emisión acústica K_c .

Lenain y Brensell (28), encontraron que el número de emisiones puede estar relacionado con la sexta potencia del factor de intensidad de tensiones K .

Izumi y col. (29), demostraron que la emisión acústica puede también estar relacionada con el factor G que relaciona las energías de deformación y de superficie y en todos los casos estas relaciones son exclusivamente empíricas.

I.3.3.2. Tipos de fractura

Varios intentos fueron realizados para correlacionar los eventos acústicos de diferentes frecuencias y energías con los diferentes tipos de fractura en el hormigón.

Saei y col. (30), observando los niveles de energía de emisión acústica a diferentes cargas concluyen que la primera etapa de la fractura emitió mayores niveles de energía. La segunda etapa, llamada de arrestamiento de fisuras, emitió bajas señales de energía y la etapa final fue asociada nuevamente con un alto nivel de emisión acústica.

Tanigawa y Kobayashi (31), utilizaron emisión acústica para distinguir el límite de carga proporcional, el esfuerzo inicial y el esfuerzo crítico de propagación de fisuras. Por otro lado, Tanigawa y col. (32), intentaron correlacionar el tipo de fractura con los componentes de potencia, frecuencias y espectro del evento acústico.

I.3.3.3. Localización de la zona de proceso de fractura

El mayor interés en el análisis de la emisión acústica es su uso para la localización de los proceso de fractura y el monitoreo del daño que sufre el hormigón a medida que la fractura progresa.

Okada y col. (33)(34), demostraron que la localización de las ondas de fractura obtenidas por diferencia en los tiempos de arribo de la emisión acústica estaban relacionados con la superficie de fractura observada.

En la misma época Chhuy y col. (35) y Lenain y Bunsell (28), determinaron el tamaño de la zona dañada a través de técnicas de ubicación de emisión acústica unidimensional.

Trabajos posteriores Chhuy y col. (36), usando equipos más sofisticados y técnicas analíticas determinaron el daño tanto antes de la iniciación de la fractura visible como luego de la subsecuente extensión de la fractura visible.

Berthelot y Robert (37)(38) y Rossi (39), utilizaron emisión acústica para monitorear los daños en el hormigón. Encontraron que, mientras el número de eventos acústicos mostraban la progresión del daño tanto adelante como atrás del frente de fractura esta técnica sola no podía prever una descripción cuantitativa de la fractura, aunque utilizando técnicas más elaboradas, incluyendo análisis de amplitud y mediciones de duración de señal Bert y Robert concluyeron que el testeo por emisión acústica es prácticamente la única técnica capaz de proveer una descripción cuantitativa en tiempo real de la progresión del daño en el hormigón.

Recientemente, técnicas de proceso de señales más sofisticadas fueron aplicadas para el análisis de señales de emisión acústica.

En el 81 Michaels y col. (40), y Niwa y col. (41), desarrollaron las técnicas de deconvolución para analizar formas de ondas acústicas y todo esto para proveer una historia de fractura en el tiempo de la onda en un evento acústico.

Técnicas similares de deconvolución fueron utilizadas por Maji y Shah (16)(42), para determinar el volumen, orientación y tipo de las microfisuras como así también las fuentes de los eventos acústicos.

I.3.3.4. Relación entre la emisión acústica y la resistencia

Tanigawa y Kobayashi (31) concluyeron que la resistencia a la compresión del hormigón puede ser estimada por el número de cuentas de emisión acústica acumuladas a relativamente bajo nivel de tensión.

Antes, Fertis (43), había concluido que la emisión acústica también puede ser utilizada para determinar el comportamiento estático y dinámico del material.

Rebie (44), encontró que hay una relación entre la carga crítica a la que el hormigón empieza a dañarse, que puede ser determinada por mediciones de emisión acústica y de resistencia última. Por ello el análisis de la emisión acústica puede ser usado para predecir la resistencia del hormigón.

Sadowska-Boczar y col. (45), intentaron cuantificar la relación resistencia-emisión acústica usando:

$$Fr = a \cdot Fp + b$$

donde:

Fr = Resistencia a la ruptura

Fp = Tensión correspondiente a la primera emisión de señal

a y b = constantes para un determinado material y condiciones de carga

Utilizando esta relación lineal sugirieron que la observación de emisión acústica a bajas tensiones podrían permitir estimaciones de la resistencia como así también de las características de porosidad y del tamaño crítico del defecto.

1.3.3.5. Contracción por secado

La emisión acústica fue usada para intentar monitorear la contracción en la pasta de hormigón y morteros. Nadeam y col. (27), encontraron que en pastas más endurecidas, la emisión acústica resultaba de la fisuración producida por una contracción desigual, producto del secado diferencial de los elementos.

El mortero dio menos emisión acústica que la pasta endurecida sugiriendo que el proceso de fractura en la interfase cemento-arena de la pasta no era una fuente importante de emisión acústica.

Jeong y col. (46), también sugirió que en el hormigón aireado en la autoclave, las emisiones acústicas durante el secado podían estar relacionadas con microfisuramientos. De manera que es improbable que la emisión acústica pueda usarse como un medio de predicción de la contracción en función del tiempo.

1.3.3.6. Hormigones y cementos reforzados con fibras

Lenain y Bensell (28), en un estudio de Asbesto Cemento encontraron que la emisión acústica resultaba de la fracturación tanto de la matriz como de las fibras interiores. Ellos notaron que el efecto Kaiser no fue encontrado para este tipo de compuesto reforzado con fibras.

Akers y Garrett (47), también estudiaron Asbestos Cemento y encontraron que el monitoreo de emisión acústica pudo ser usado para detectar la formación y desarrollo de las fisuras de prefalla. Concluyeron que "no hay ninguna base para indicar que el uso de la amplitudes de emisión acústica en el monitoreo sirve para la discriminación entre los varios modos de falla que ocurren en este material".

Faninger y col. (48), argumentó que los patrones de amplitud de la emisión acústica hacían posible distinguir cuando la fractura ocurría en las fibras o entre ellas.

Jeong y col. (46), estableció que el análisis de frecuencias de emisión acústica podía distinguir los diferentes mecanismos de microfisuras en el hormigón reforzado con fibras y aireado en autoclave..

1.3.3.7. Cemento con alto contenido de alúmina HAC

La serie más extensa de papers de ensayos de hormigones con cemento de alto contenido de alúmina fueron reportados por Williams (49) del Fulmer Research Institute en la U.K.

A parte de informar que el efecto Kaiser existe arriba del punto en el cual la viga fisura, efectuó la siguiente sugerencia para el monitoreo de vigas HAC con emisión acústica..

Si, cargando una viga, no se nota emisión acústica, entonces la carga aplicada está por debajo del 60 % de la carga última, si ocurre emisión acústica entonces este porcentaje de la carga última ha sido excedido. Si descargando la viga se observa una cantidad adicional de emisión acústica, entonces la viga está fisurada. La cantidad de emisión acústica durante esta descarga puede indicar la degradación producida por la fisuración.

Williams (49), notó un comportamiento similar en ensayos de vigas de hormigón normal pretensado y sugiere que estas técnicas pueden ser usadas para la evaluación de tipos de estructuras de hormigón.

1.3.3.8. Fisuración Térmica

Hinrichsmeyer y col. (50), realizaron sus ensayos a temperaturas superiores a 900 °C. Indica que el análisis de la emisión acústica durante el calentamiento es capaz de distinguir los diferentes tipos de fisuración térmica inducida que ocurren. Ellos notaron el efecto Kaiser térmico en el rango de temperaturas de 300 a 600 °C, el cual puede ayudar a determinar la temperatura máxima alcanzada en un ciclo de calentamiento previo. La técnica fue bastante sensible para el registro de la emisión acústica de la transformación del cuarzo a 573 °C.

1.3.3.9. Uniones en hormigón armado

Kobayashi y col. (51), simulaban ensayos de conexiones viga-columna enganchadas a 90° con barras de refuerzo sujetos a varios ciclos de carga.

Ellos encontraron que la mayor cantidad de emisión acústica es generada por la fisuración interna alrededor de la barra debido a la fractura por el alargamiento de las barras.

Las señales de emisión acústica son capaces de indicar, con razonable exactitud, la degradación de la adherencia barra-hormigón.

1.3.3.10. Corrosión del acero en hormigón armado

Weng y col. (52), encontraron que ocurren niveles de emisión acústica medibles durante la corrosión del hormigón armado sin tensión.

Ellos sugieren que, al menos en el laboratorio, el monitoreo con emisión acústica puede asistir a la caracterización del daño por corrosión.

En subsecuentes trabajos, Dumn y col. (53), desarrollan una relación entre el daño observado y la emisión acústica resultante. El daño puede ser detectado desde su estado primitivo. Por una combinación de mediciones de cuentas totales y amplitudes, puede ser determinado el daño natural de la corrosión.

De estos investigadores de la emisión acústica aplicada a los hormigones vemos que se han realizado y se están realizando esfuerzos para avanzar en el conocimiento y aplicación de la técnica.

CAPITULO II

INSTRUMENTAL UTILIZADO

II.1.- MAQUINA DE ENSAYO DE COMPRESION UNIAXIAL

II.1.1. Aplicación.

Se utilizó para los estudios una Máquina para Ensayos de Compresión AMSLER 2000 KN, Tipo 200 D 79, diseñada para probetas de hormigón, rocas, maderas y otros tipos de materiales. Su robusta construcción, alta precisión y fácil operabilidad, hacen de la máquina una herramienta útil y adecuada para ensayos de laboratorio.

II.1.2. Descripción.

El cilindro hidráulico trabaja por medio de un pistón cubierto por un cilindro estructural que a su vez se consolida con la cimentación de la estructura general de la máquina. El pistón de carga trabaja en forma ascendente elevando el plato inferior y produciendo una deformación constante, mientras que el plato superior solidario a un gran tornillo es el encargado de producir el ajuste final a la altura de la probeta. Los fragmentos de probeta del ensayo pueden removerse por medio de una bandeja lateral convenientemente localizada. Las caras de ambos platos de compresión están endurecidas y el cabezal de aproximación está provisto con marcas circulares que permiten el centrado de las probetas. Además posee un pivote para el ajuste final de la misma. En la figura II.1 *a* y *b* se pueden observar las partes descriptas.



a)



b)

Fotografía II.1 Máquina de ensayo de compresión. a) vista en conjunto, b) vista del actuador

II.1.3. Unidades de Control

La Unidad de Control permite el control manual y la medición en forma precisa de las cargas producidas por la Máquina de Ensayos de Compresión. Está equipada con una bomba de alta presión. El instrumental medidor de las cargas opera bajo los controles de la misma en forma eléctrica. Posee un registrador con agujas, una viva y una muerta que permanece indicando el valor de carga máxima alcanzada luego de la rotura de la probeta.

II.1.4. Dinamómetro a resorte tipo FM 2.750.

El dinamómetro a resorte tipo FM 2.750 está establecido como una unidad separada y está conectado a la Máquina de Ensayo de Compresión por medio de un tubo hidráulico.

El mismo posee una extraordinaria inercia permitiendo la medición de la carga, aún a bajos niveles, con un alto grado de precisión. Posee tres rangos de medición que son: 2000, 1000 y 400 KN, que se activan con el movimiento de una llave mecánica.

II.1.5. Precisión

La precisión se encuentra de acuerdo a lo establecido en las Normas B.S. 1616, Grado A y DIN 51220 y 51223, Clase 1.

II.1.6. Elementos de Seguridad

La máquina de ensayo y el Dinamómetro están protegidos de errores en operación y de sobrecargas por un elemento hidráulico de seguridad. También están protegidos por elementos eléctricos de seguridad.

II.2.- DISPOSITIVOS REGISTRADORES DE CARGA Y DEFORMACION

II.2.1. Medidor de Carga

La máquina posee un dispositivo en el cual puede medirse la carga en KN en función de la escala previamente adoptada de acuerdo a los valores de resistencia esperados. No obstante y con el fin de registrar los datos por medio de una placa denominada RQ12, placa de adquisición de datos, se le incorporó a la máquina una celda de carga, ambos implementados especialmente para la concreción de este trabajo, cuya descripción se verá más adelante.

II.2.2. Medidor de Deformaciones

Las deformaciones fueron medidas por un dispositivo complementario, fabricado para la ejecución de esta tesis y que no pertenece a la máquina de ensayo, ver figura II. 2. El mismo se fundamenta en la deformación producida por un par de strain gage solidariamente adosados a dos

láminas metálicas que se deforman durante el ensayo y permiten la medición de la deformación mediante la utilización de un Puente de Wheastone que registra las variaciones de resistencia producidas por las variaciones de longitud del strain gage. Estos dispositivos, alojados en la probeta según dos generatrices diametralmente opuestas, se ajustan por medio de soportes anulares que se desplazan solidariamente con la deformación de la probeta. De esta manera es posible el registro de las deformaciones por medio de un sistema de adquisición de datos y del software elaborado especialmente para ello y que luego abarcaremos.

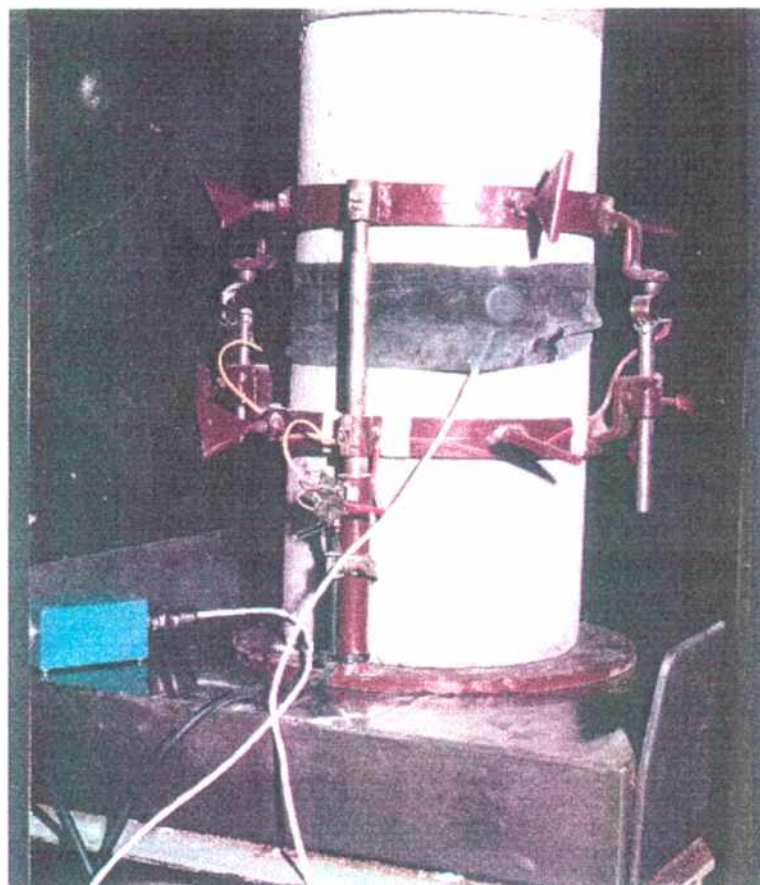


Figura N° II.2 Dispositivo para medición de las deformaciones

II.3.- EQUIPO DE EMISION ACUSTICA

II.3.1. Introducción

El amplificador de emisión acústica nos permite el registro del número de eventos y del RMS, nosotros adoptamos el empleo del RMS como parámetro acústico para el análisis en el presente trabajo. En la figura II.3, se puede observar una imagen del amplificador utilizado.

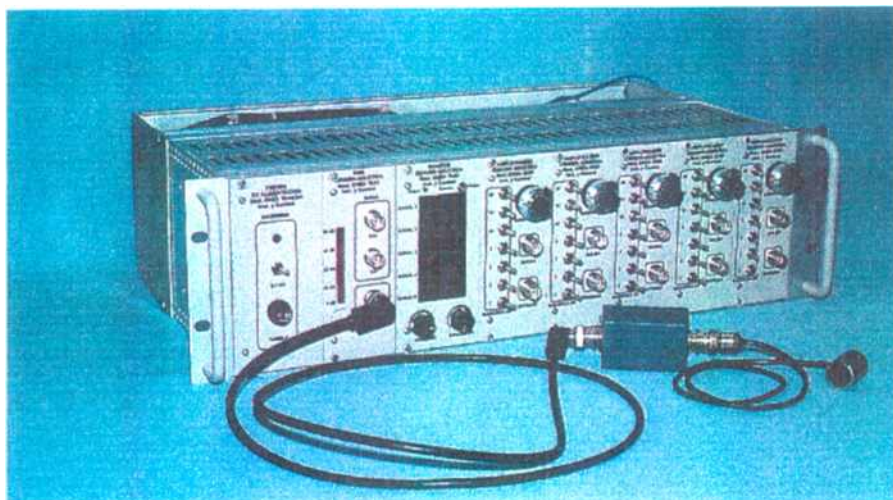


Figura II.3 Amplificador de Emisión Acústica, preamplificador y sensor

Se trata de un medidor de valor eficaz (RMS) verdadero que ha sido diseñado con el objeto de ser empleado en procesos de caracterización de materiales en emisión acústica. En líneas generales, la función del instrumento consiste en censar la información proveniente del transductor de emisión acústica y por medio de un procesamiento analógico, calcular y presentar en un display el RMS de la señal de entrada. Además, presenta una salida al exterior para poder transferir información a un computador tipo PC.

El Instrumento está compuesto por los siguientes módulos:

- Medidor RMS - CNEA T680
- Monitor de Emisión Acústica - CNEA T622
- Localizador de Fallas - CNEA T551
- Amplificador de Emisión Acústica - CNEA K390
- Fuente de alimentación Eurocard - CNEA T341

II.3.2. Descripción de los módulos utilizados

II.3.2.1. Medidor RMS - CNEA T680

Este módulo ha sido diseñado para ser usado en una cadena de instrumentación para emisión Acústica en conjunto con otros equipos. Su función típica es la de evaluar el valor RMS de la salida de los amplificadores de emisión Acústica, pero también puede ser utilizado en otras aplicaciones, siempre y cuando no sean superadas sus especificaciones de entrada. Sus salidas están previstas para conectar un registrador (ploter) o un sistema de adquisición de datos.

II.3.2.1.1. Características Técnicas

Cantidad de entradas:	1
Tensión de entrada máxima:	$\pm 12V$ pico
Respuesta en frecuencia (a ± 3 dB):	$100mV \leq V_i \leq 1V$, 300 Khz $1V \leq V_i \leq 7V$, 2 Mhz
Factor de cresta:	7 (con error < 1%)
Rango dinámico:	60 dB
Cantidad de salidas:	2 (lineal y logarítmica)
Tensión de salida Log.:	$V_s \text{ Log} = 0V$ (0 dB) para $V_i = 1V_{rms}$
Ganancia logarítmica:	-3mV/dB
Tensión de salida lineal:	$V_s \text{ lin} = 0V - 7V$
Ganancia lineal:	1V/1mVrms
Display:	3 dB por led para $V_{ref.} = 10mV$

II.3.2.1.2. Descripción Técnica

Como elemento principal del medidor de RMS se usa el CI AD536 que de por sí es un medidor de valor eficaz verdadero. Su salida está conectada a dos vúmetros logarítmicos de 10 niveles discretos de tensión (CI M3915) que al ser colocados en cascada permiten una discriminación de 20 niveles, permitiendo dividir la escala de 60 dB en pasos de 3 dB.

II.3.2.2. Amplificador de Emisión Acústica - CNEA K390

Su función es elevar el rango dinámico de la señal proveniente del pre-amplificador de ultrasonido con un BW comprendido entre 50 Khz y 1 Mhz y detectar cuando la misma supere un determinado valor, ajustable entre 0 y 5 V, mediante un potenciómetro multivuelatas.

II.3.2.2.1. Características Técnicas

Frecuencia de portadora:	$100\text{ Khz} < f_p < 1\text{ Mhz}$
Frecuencia de modulante:	$1.6\text{ Khz} < f_m < 4\text{ Khz}$
Resistencia de carga:	$R_L \geq 1\text{ K}$
Riple de salida:	$\leq 2\%$
Alimentación:	$\pm 15\text{ Vdc}$

II.3.2.2.2. Descripción Técnica

Se trata de cuatro etapas amplificadoras que satisfacen las especificaciones de BW, bajo ruido de entrada y máximo slew rate.

Las alimentaciones de los amplificadores operacionales provienen de reguladores internos al módulo y poseen una red RC de desacople. El circuito comparador de la tensión de

salida posee histéresis de valor proporcional a la tensión de comparación seleccionada con el potenciómetro multivuelas.

II.3.2.3. Fuente de alimentación Eurocard - CNEA T341

La fuente de alimentación provee las tensiones necesarias para alimentar los módulos anteriores. La característica principal es que los transformadores no van montados sobre la placa. Otro aspecto importante es que no hay valores de tensión predeterminados, ya que éstos se dejan a criterio del diseñador de acuerdo con la aplicación.

II.3.2.3.1. Características Técnicas

Entrada:	220 VCA. / 50 Hz.
Salidas:	+VCC1. (xx volts / vv mA)
	±VCC2. (uu volts / vv mA)
	+VCC3. (rr volts / rr mA)

II.3.2.3.2. Chasis Eurocard - CNEA T660

Este chasis está cableado para alojar un sistema completo de cinco canales de Emisión Acústica, trabajar en conjunto con la placa PC T551 y conformar un sistema de localización de fallas por Emisión Acústica.

II.3.3. Sensores Piezoeléctricos

II.3.3.1. Piezoeléctrico.

El efecto piezoeléctrico fue descubierto por Pierre y Toliot Curie en 1880. En términos generales, el efecto consiste en la aparición de un momento dipolar -eléctrico en algunos cristales al aplicarles un esfuerzo. Se comprueba experimentalmente que la magnitud de dicho momento eléctrico es siempre proporcional al esfuerzo aplicado.

En estos cristales también se presenta el efecto reciproco, es decir la aparición de una deformación al aplicar un campo eléctrico al cristal, fenómeno piezoeléctrico inverso.

II.3.3.2. Sensores utilizados

En el desarrollo del presente trabajo se utilizó dos tipos de sensores uno Modelo PAC WD de banda ancha y el otro Modelo PAC R15D resonante en 150 KHz (ver figura II.4).



Figura 11.4 Sensor de Emisión Acústica

Las curvas características de estos sensores se pueden ver en la Sección I del Apéndice.

11.4.- MODIFICACIONES EFECTUADAS EN LOS EQUIPOS

11.4.1. CELDA DE CARGA

11.4.1.1. Descripción de la construcción de la celda de carga

Con el fin de poder registrar simultáneamente los valores de Carga, Deformación Específica y RMS en función del Tiempo, fue necesario fabricar una celda de carga la que se adosó a la máquina productora de esfuerzos y posteriormente se conectó a la placa de adquisición de datos RQ12, debiéndose efectuar las calibraciones pertinentes previo a la ejecución de los ensayos. La misma se efectuó utilizando el dinamómetro original de la máquina obteniéndose una correspondencia total.

El motivo de fabricar la celda en lugar de comprarla es debido a varias razones. En primer lugar en el Instituto de Materiales y Suelos se dispone de la Tecnología y de Personal Técnico capacitado para la misma. En segundo lugar el costo de la celda terminada fue de aproximadamente U\$D 100, bastante inferior al de plaza y tercero, el tiempo disponible para su adquisición era muy superior al que demandó su ejecución.

La celda de carga (ver figuras 11.5 a y b) transforma la señal de presión en una señal eléctrica que se transmite al amplificador de instrumentación y luego a la computadora. Se calcula sobre la base de un grupo de fórmulas que le provisto la empresa Micro Measurements, para el uso de su sensor específico de Strain Gage.

Estas ecuaciones se basan en la deformación de una membrana circular empotrada en toda su periferia. Sobre esta membrana circular se pega el Strain Gage.

La membrana es de acero como así también todo el cuerpo de la celda de carga. Se utilizó en su construcción un acero de alta dureza del tipo Cromo Níquel 4140, con un tratamiento térmico de templado sin revenido con posterioridad al torneado.

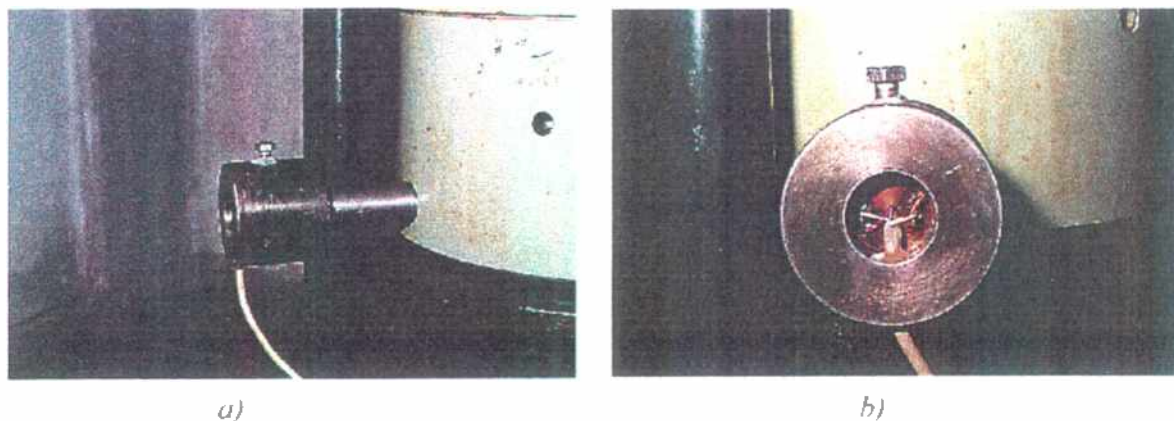


Figura 11.5 Celda de Carga: a) Vista Lateral, b) Vista Frontal

Con este tratamiento térmico se incrementó su dureza, y se consiguió una tensión de fluencia del orden de los 12.000 Kg/cm^2 .

Las fórmulas provistas por Micro Measurements fueron llevadas a una hoja de cálculo para su verificación obteniéndose una gran precisión en la fabricación de la celda.

La celda fue diseñada de manera tal que cuando la carga aplicada por la máquina de ensayo sea de 200.000 Kg el acero de la celda trabajará a una tensión de 8000 Kg/cm^2 y la membrana a una presión de 500 Kg/cm^2 .

Tanto el torneado de la pieza como su posterior templado se hicieron en el Instituto de Materiales y Suelos, dándole las dimensiones que el cálculo indicaba. Este cálculo aconseja que el espesor de la membrana sea de $3,5$ a 4 mm aproximadamente. Posteriormente fue recalculado el conjunto ya que por el efecto del torneado y del pulido de la superficie de la membrana esta altera su dimensión. El espesor final fue de $3,5 \text{ mm}$. Se verificó el cálculo con el espesor definitivo y se confirmó que el acero de la celda trabajaría a una tensión de 8000 Kg/cm^2 para la carga máxima de 200 toneladas.

Para corroborar si la membrana de la celda iba a resistir las presiones puestas en juego, se ensayó la misma antes de pegarle el Strain Gage. Por razones de seguridad, se la montó en la máquina y se midió la deformación de la membrana, dato que también provee el fabricante y que fue aplicado en las fórmulas para el cálculo de la celda de presión. Esa verificación dio un error de aproximadamente el 1% , lo que nos indica que el cálculo teórico estuvo realmente muy cerca de lo que luego se midió en la práctica. Además verificamos que la membrana era realmente elástica y

que suprimida la carga no quedaban deformaciones residuales. Para verificar esto se la deformó varias veces registrando las deformaciones con un comparador de carátula con precisión de la milésima del milímetro. El mismo iba y volvía siempre a cero, esto es, sin deformación residual permanente.

Gracias a que en el bastidor de la máquina viene indicado el diámetro del émbolo de presión con aproximadamente seis dígitos significativos, se determinó que cuando la máquina de ensayo entrega una carga de 200 toneladas la presión en la membrana es de 500 Kg/cm^2 .

Otro tratamiento efectuado a la celda fue la elastización del material, ya que a veces se deforma por efecto creep u otros motivos. Para ello se lo sometió a un proceso de histéresis durante diez ciclos, con un máximo de carga de 200.000 Kg, o sea 500 Kg/cm^2 , de esta manera logramos que se elastizara la membrana. Es importante recordar que la tensión de fluencia de este material es de aproximadamente 12.000 Kg/cm^2 y fue sometido a una tensión máxima de 8000 Kg/cm^2 , por lo tanto siempre trabajamos en la zona elástica.

Después de esto se pegó el Strain Gage y se verificó que efectivamente era sensible, además de tener la precisión que se requería, que es del 1%. La señal extraída de la celda de carga es introducida a un amplificador de instrumentación construido con el propósito de elevar su nivel y filtrar el ruido.

Un desarrollo más amplio sobre la construcción de la celda de carga se puede ver en la Sección II del Apéndice.

II.4.2. AMPLIFICADOR DE INSTRUMENTACION

Se debe tener en cuenta que las señales que se van a obtener de la celda de carga como del sensor de deformación son de muy bajo nivel, en particular las de deformación, se puede afirmar que estas señales tendrán un nivel comparable al nivel de ruido.

Para logra un nivel adecuado de la señal que proviene de los sensores se utilizan los amplificadores de instrumentación, los cuales tienen las siguientes características:

- Alta ganancia
- Alto rechazo a las señales de modo común
- Bajo nivel de ruido

La manera de básica de realizar la amplificación del puente se puede observar en forma esquemática en la próxima figura.

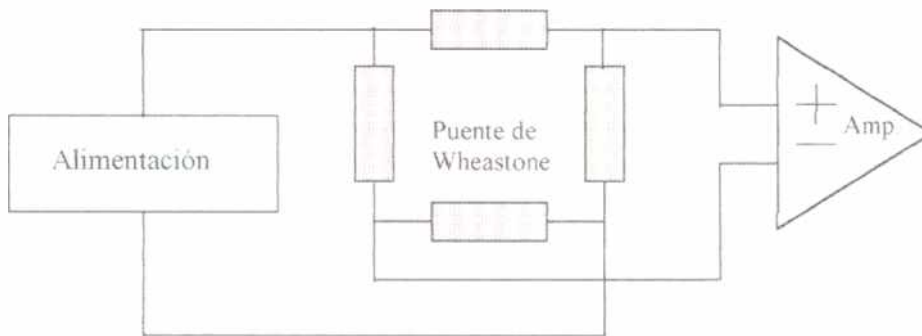


Figura II.6 Esquema general de Amplificación.

II.4.3. DESCRIPCION DE LA PLACA DE ADQUISICION DE DATOS ADQ 12

La ADQ12 es un sistema modular de adquisición de datos y control. Se compone de una placa base denominada ADQ12-B y un grupo de módulos de ampliación que se insertan en el conector de expansión.

La placa puede observarse en la figura II.7 y cuenta con dos secciones, una analógica y otra digital.

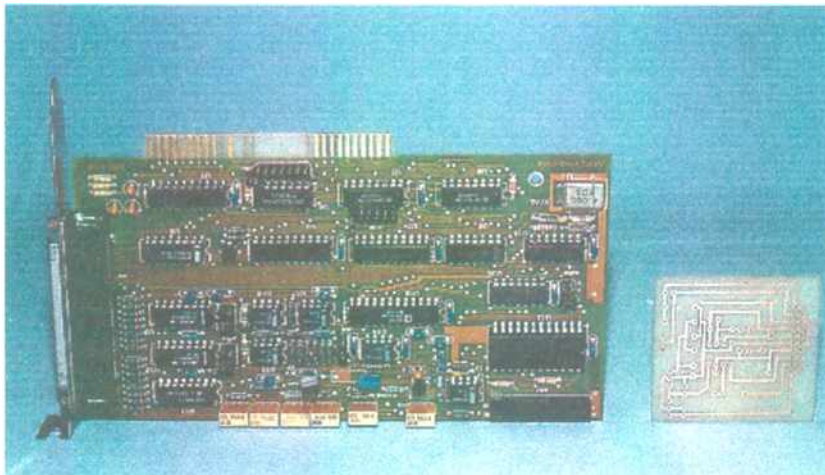


Figura II.7 Placa de adquisición de datos ADQ 12

Esta placa es comandada por el software presentado en la sección que sigue y que fue confeccionado especialmente para la realización de este trabajo.

II.4.4. DESCRIPCION DEL SOFTWARE

Luego del armado del equipo se realizaron pruebas de puesta a punto del sistema sensor, preamplificador y amplificador. Previo a la ejecución de los ensayos fue necesario la confección de un software que registrara las variables de interés, en nuestro caso, RMS, carga y deformación específica en función del tiempo. Describiremos a continuación las características fundamentales del mismo.

El programa esta realizado en lenguaje C, básicamente la función del programa realizado es la adquisición de datos, almacenamiento de los mismos y un ploteo multicanal en tiempo real observable a través del monitor de la PC.

Este software, realizado para la ejecución de este trabajo, cuenta con unas pantallas de presentación y un menú, el cual dispone de dos opciones, "Realizar un nuevo ensayo" o "Repetir un ensayo archivado", en caso de elegir la primera opción se deberá ingresar un nuevo nombre para el ensayo a archivar y posteriormente el valor de la carga a aplicar.

Los datos a adquirir son en este caso RMS, Carga y Deformación Específica en función del Tiempo. Uno de los aspectos a tener en cuenta para la elaboración del software fue la magnitud de las variables. En el caso del RMS su entrada puede variar entre 0 y 150 milivoltios. La carga alcanzada, expresada en Kg, depende de la probeta de ensayo. Esto quiere decir que es variable y el rango de medición va de los 0 Kg. a los 100.000 Kg. En el caso de la deformación específica su máximo valor está en el orden de las diez milésimas de milímetro.

CAPITULO III

III.1.- CARACTERIZACION DE LOS HORMIGONES DOSIFICACIÓN DE HORMIGONES

III.1.1. INTRODUCCION

Como vimos, el hormigón es un material compuesto constituido básicamente por agregados pétreos, cemento y agua y su comportamiento físico, químico y mecánico depende no sólo de cada uno de sus constituyentes sino de la proporción en que cada uno se encuentra en la mezcla y por supuesto de sus características particulares.

De este modo, existe una gran variedad de hormigones que cubren los requerimientos del proyectista en función del destino de los mismos. Así, tenemos hormigones de diversas resistencias finales tales como los denominados H8, H17, H21, etc., que expresan los valores de Tensión Característica de Rotura de 8 Kg/cm², 17 Kg/cm² y 21 Kg/cm² respectivamente. También se encuentran los hormigones que deben cumplir requisitos de durabilidad por tener que estar sometidos a medios agresivos como suelos salinos o también los hormigones empleados en regiones con bajas temperaturas por lo que requieren determinada resistencia a la heladicidad. Igualmente tenemos requerimientos de plasticidad, segregación, cohesión, exudación, asentamiento, contenido de aire natural e intencionalmente incorporado, reacción álcali-agregado, etc., que nos muestran la complejidad que posee el tratamiento de este material.

Muy lejos de que lo anteriormente indicado represente una imposibilidad para el estudio del mismo debemos por el contrario efectuar un análisis detallado y minucioso tanto de las características de cada componente como de sus proporciones en la masa de hormigón y las influencias en las propiedades finales que se espera obtener del mismo con el fin de caracterizarlo y poder de esta manera extender los resultados a hormigones con características similares.

Del mismo modo se analizarán y estudiarán granulometrías existentes en el medio, tipos de cementos más comúnmente utilizados, agua de amasado, relaciones agua-cemento acorde a las resistencias establecidas, reacción álcalis-áridos y todos las variables que influyen o modifican el comportamiento de los hormigones para finalmente seleccionar aquellos pastones que representen los modelos con las características más comúnmente requeridas y que son de suma importancia al momento de diseñar un hormigón tales como: granulométricas, de resistencia, de durabilidad, de trabajabilidad, etc..

En resumen, en el presente capítulo se transcribe el diseño de las mezclas para la elaboración de las probetas de hormigón que luego serán caracterizadas con el fin de correlacionar el comportamiento de las mismas bajo carga, evaluado a través de la mecánica de fractura, con el R.M.S. (root mean square) de la Emisión Acústica obtenidos en los ensayos de las probetas sometidas a carga de compresión uniaxial. Las condiciones iniciales de estudio y sus variantes, determinadas de los diseños tradicionales empleados para estructuras de obras emplazadas en la zona de cuyo, serán las que a continuación se detallan:

- Norma de Aplicación CIRSOC 201 (57).
- Resistencias Característica de diseño: 80, 170 y 210 Kg/cm².
- Consistencias, medida con tronco de cono de Abrams: 6 cm y 14 cm.

- Tamaño máximo del agregado: 38 mm y 19 mm.
- Cemento Portland Loma Negra Normal y Puzolánico.
- Estudio de Componentes: Cementos, Aridos y Agua.
- Diseño de Mezclas adecuada a los tamaños máximos especificados y fracciones limitadas a los siguientes cortes: 1) 38 mm a 19 mm; 2) 19 mm a 4,75mm y 3) 4,75 mm a 0,074.
- Características del hormigón en estado fresco y endurecido a los 3, 7, 28 y 365 días de edad.

De esta manera se pretende efectuar un análisis metódico de las variables de mayor relevancia en los diseños de hormigones para finalmente seleccionar las dosificaciones a emplear en las probetas de hormigón tratando de establecer diferencias significativas que pudieran ser detectadas por medio de la Emisión Acústica.

III.II.- ESTUDIO DE LOS COMPONENTES

III.II.1. CEMENTO

Se estudiaron dos tipos de cemento de la Fábrica Loma Negra ubicada en la provincia de San Juan, el cemento Portland Normal y el cemento Portland Puzolánico. Se realizaron las siguientes determinaciones:

- Resistencia a Flexión y Compresión a 3, 7, 28 y/o 90 días.
- Agua de consistencia normal.
- Principio y Fin de Fragüe.
- Expansión en Autoclave.
- Superficie Específica.
- Material Retenido en tamiz # 325.
- Composición Química: Óxidos y Potencial.

Los resultados de estos ensayos se detallan en el Punto VII Ensayos de Laboratorio.

III.II.1.1. Cemento Portland Normal:

Los resultados de los ensayos realizados cumplen con la Norma IRAM 1503. Se debe verificar:

C3A debe ser menor que 10 %	Valor hallado: 3,58 %
C3A + C3S debe ser menor de 58 %	Valor hallado: 55,91 %
Expansión en Autoclave debe ser menor de 7 %	Valor hallado: 0,017 %
Cal Libre debe ser menor que 1,2 %	Valor hallado: 0,64 %

III.II.1.2. Cemento Portland Puzolánico:

Los resultados de los ensayos realizados cumplen con la Norma IRAM 1669, 1670, y 1622. Se debe verificar:

C3A debe ser menor que 10 %	Valor hallado: 0,00 %
C3A + C3S debe ser menor de 58 %	Valor hallado: 56,57 %
Expansión en Autoclave debe ser menor de 7 %	Valor hallado: 0,002 %
Cal Libre debe ser menor que 1,2 %	Valor hallado: 0,37 %

III.II.2. ARIDOS

Se ha previsto la utilización de cantos rodados del Río San Juan, obtenidos del lecho del río.

Sobre tres muestras con distinto procesamiento, se realizaron los ensayos que se detallan a continuación y cuyos resultados se indican en el punto VII, ensayos de laboratorio:

a) Muestra N° 1: Muestra íntegra obtenida directamente del río San Juan sin procesar.

- ▶ Granulometría de gravas, de arena y pasa #200.
- ▶ Peso Específico y Peso Unitario.
- ▶ Sales Solubles Totales.
- ▶ Reacción Alcalis – Árido (Con cemento Normal y Puzolánico).
- ▶ Desgaste Los Angeles.
- ▶ Polvo Adherido.
- ▶ Datos Petrográficos
- ▶ Mezcla adecuada a los tamaños máximos definidos. Por razones de simplicidad la mezcla se integró solo con tres fracciones: 1) 38 mm a 19 mm; 2) 19 mm a 4,75mm y 3) 4,75 mm a 0,074. El criterio de adopción para una mezcla determinada se estableció en función de las curvas límites del Reglamento CIRSOC y Normas IRAM.

b) Muestra N° 2 y 3: Muestras Lavadas y Cortadas en la planta de tratamiento de la empresa HORMISERV S.R.L.

- ▶ Granulometría de gravas, de arena y pasa #200.
- ▶ Mezcla adecuada a los tamaños máximos definidos. Igualmente al caso anterior, por razones de simplicidad la mezcla se integró solo con tres fracciones: 1) 38 mm a 19 mm; 2) 19 mm a 4,75mm y 3) 4,75 mm a 0,074. El criterio de adopción para una mezcla determinada se estableció en función de las curvas límites del Reglamento CIRSOC y Normas IRAM.

III.II.2.1. Granulometrías, Mezclas y Propiedades

Se trata de un material de origen fluvial, de cantos redondeados, en general de buena calidad, resistente y exento de partículas blandas o perjudiciales.

Los resultados de los ensayos detallando granulometrías, propiedades físicas y las curvas mezcla propuestas para las tres muestras se detallan en la Sección III del Apéndice, mientras

que la granulometría correspondiente al material seleccionado se muestra en el punto VII, ensayos de laboratorio

La granulometría de las tres muestras presentan diferencias importantes en la fracción grava, no así las arenas que responden a la misma curva media.

Por tal motivo deberá prestarse especial atención al proceso de tratamiento y clasificación de áridos en el diseño definitivo de las probetas de ensayo para detectar desvíos granulométricos importantes.

De acuerdo con la muestra disponible, es necesario realizar un lavado adecuado para eliminar el material que pasa #200 y las sales solubles presentes además de efectuar el corte y la mezcla indicado para hacer posible el uso de los áridos de este yacimiento en la elaboración del hormigón que se pretende conseguir. Las mezclas sugeridas se resumen en el cuadro de Dosificaciones presentado en el punto VI.

Con las dos fracciones de árido grueso es posible adecuar bastante bien las mezclas a los límites de Norma en el caso de 38 mm de tamaño máximo. No sucede lo mismo para las mezclas de 19 mm, donde se observa un leve exceso de materiales entre los 19 mm y 9,5 mm.

III.11.2.2. Reacción Álcalis – Áridos

A pesar de que no se conocen antecedentes de reacción con los álcalis del cemento en obras de la zona, se realizó un análisis petrográfico de los áridos y ensayos acelerados de reacción álcalis – árido tanto con cemento Normal como con Puzolánico.

Del estudio petrográfico citado se pueden extraer las siguientes observaciones:

La suma de los contenidos en rocas de origen volcánico (riolitas y pórfidos riolíticos, dacitas, andesitas, basaltos), las tobas y las calcedónicas (pedernal y ftanitas) están presentes en la siguiente tabla:

	Rocas Volcánicas	Tobas	Calcedónicas
	%	%	%
Grava - 38 mm	26.6	6.6	1.52
Grava - 19 mm	18.7	15.8	0.8
Arenas	10.3	13.5	0.6

Tabla III.1 *Contenidos de rocas volcánicas, tobas y calcedonias en los agregados*

Si bien es cierto que estos tipos de rocas son citados como reactivas con los cementos alcalinos y como se encuentran en un alto porcentaje en los áridos a utilizar, a prima fase no son aconsejables. Sin embargo el elemento reactivo de las mismas, vidrio volcánico, está en pequeña cantidad, pues la pasta de las rocas volcánicas no es vítrea, sino de tipo felsítico, cripto o microgranular de cuarzo y feldespato. Por otro lado las tobas están totalmente desvitrificadas y silicificadas en un mosaico microgranular de cuarzo, con lo que las posibilidades de reactividad se ven disminuidas.

Como algunos autores sostienen que el cuarzo micro y/o criptocristalino y las tobas desvitrificadas son reactivos con cementos de alto contenido alcalino, se recomienda contemplar el uso de cementos de bajo contenido de álcalis indicados en la Norma IRAM 1671.

En el mismo sentido se puede apreciar en el apéndice los resultados de los Ensayos Acelerados de Reacción Álcalis – Árido realizados en el Laboratorio.

Se obtuvieron dos muestras de áridos del material identificado con el N°1 para realizar respectivamente dos series de ensayos de cuatro probetas cada una con los cementos en estudio, es decir Cemento Loma Negra Normal y Loma Negra Pozolánico Especial.

Como se ve en las dos series ensayadas con Cemento Normal, una de ellas da que es potencialmente reactiva y la otra serie no. Las dos series ensayadas con Cemento Pozolánico arrojan resultados de no reactividad.

Siguiendo las recomendaciones de la Norma IRAM 1637, cuando existan dudas o por el método acelerado se obtengan resultados que hagan presumir la existencia de reacción, se deberá estudiar el problema por el método normal de Norma y evaluar la situación por medio de la petrografía.

Analizando los datos petrográficos disponibles y la no existencia de antecedentes reconocidos en la zona, es posible suponer que es muy baja la probabilidad de reacción álcalis-áridos con cemento Normal y menor con el Cemento Pozolánico Especial.

III.II.3. AGUA

Agua de amasado

El agua de amasado utilizada corresponde al agua de red domiciliaria potabilizada proveniente del Río San Juan la cual presenta en términos medios:

▶ Sulfatos (SO4-)	: 100 a 150	mg/lit.
▶ Cloruros (Cl -)	: 20 a 40	mg/lit.
▶ Amonio (NH4+)	: 0.04	mg/lit.
▶ Magnesio (Mg++)	: < 20	mg/lit.
▶ pH	: 8 a 8,3	
▶ Dureza (CO4Ca)	: 200 a 250	mg/lit.
▶ Ca	: 60 a 70	mg/lit.
▶ Mg	: 9 a 18	mg/lit.
▶ Residuo	: 600	mg/lit.

III.II.4. ADITIVOS

No se requirió la realización de estudios sobre aditivos. Se trabaja en el programa de ensayos con aditivos de la fábrica SIKA.

Se estudia la utilización de los siguientes aditivos:

- FRIOPLAST : Plastificante e Incorporador de Aire.
- SIKAMENT R : Superfluidificante
- SIKAMENT S : Superfluidificante de mayor tiempo de eficiencia.
- PLASTIMENT BV : Plastificante
- FROBE C : Incorporador de Aire

Se han obtenido resultados aceptables con FRIOPLAST y superiores con PLASTIMENT BV y con SIKAMENT R y S.

No se ha observado incompatibilidad con el cemento ni reacciones perjudiciales tanto en la resistencia de probetas como en el peso unitario del hormigón.

Para asegurar que el aditivo no actúa desfavorablemente sobre la trabajabilidad de las mezclas y que además tiene una permanencia de al menos 40 minutos, se realizó el ensayo de fluidez con el cono de Marsh.(59)

En este método se mide el tiempo que tarda en escurrir un volumen constante de pasta de cemento de relación W/C constante, con porcentajes variables de aditivo a través de un embudo. La medición para cada porcentaje de aditivo se realiza a los cinco minutos y a los cuarenta minutos de que toma contacto el agua con el cemento. Se mide también para la pasta de cemento sin aditivo.

El resultado de las mediciones se muestra en la figura N°1. Como se ve hay una ganancia de fluidez con el incremento del aditivo y se mantiene durante cuarenta minutos.

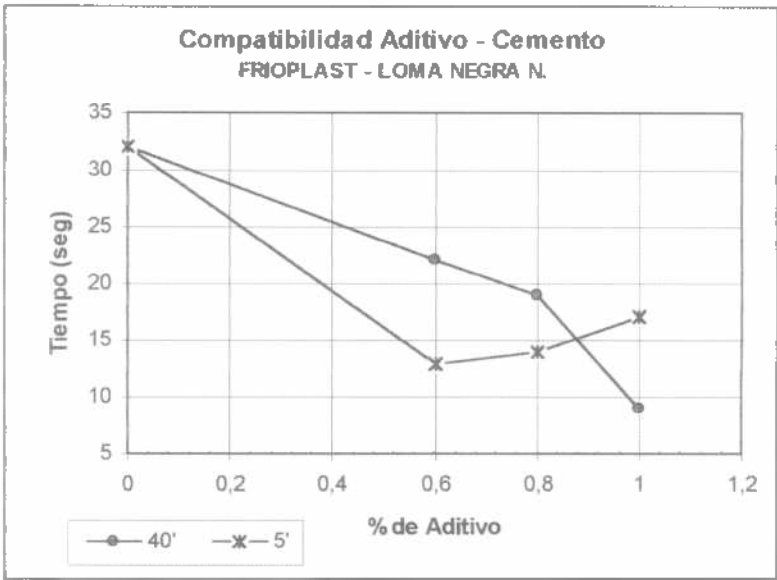


Figura III.1 Resultados del ensayo de fluidez con el cono de Marsh.

III.II.5. CONDICIONES DE ELABORACION DE LOS PASTONES DE PRUEBA

La temperatura de elaboración de los pastones de prueba y de probetas de ensayo fue la de Laboratorio, esto es, aproximadamente 25 °C y una Humedad Relativa del 60 %.

Los pastones fueron elaborados en el Laboratorio del Instituto de Materiales y Suelos con Máquina Hormigonera de 180 lts. de capacidad, empleando tiempos de mezclado que variaron entre 3 a 5 minutos.

Se tomaron datos de: temperatura del hormigón fresco y temperatura de los componentes (cemento, arena, grava y agua), peso unitario, aire incorporado y se midió la consistencia. También se observó cualitativamente la cohesión, segregación y exudación que presentaron los distintos pastones, registrándose en cada caso los tiempos totales de amasado.

Se moldearon las probetas para cada pastón y se identificaron. Finalmente, se las introdujo en la cámara de curado.

III.III.- BASES PARA EL DISEÑO DE LAS MEZCLAS

De acuerdo con las recomendaciones del ACI (58) y del Código Modelo CEB, el agua de amasado para la elaboración de los hormigones no debe contener sustancias agresivas con niveles de riesgo. De esta manera, el material granular utilizado no contendrá concentraciones de sales que puedan afectar el hormigón de diseño.

En tal sentido, de acuerdo con el Reglamento CIRSOC 201 (57), para la elaboración de hormigones se deberá respetar una relación agua/ cemento en peso no mayor de 0,53 y deberá contener aire intencionalmente incorporado en una proporción de $4,5\% \pm 1,0\%$ para $D_{max}= 38\text{ mm}$ y de $6,0\% \pm 1,5\%$ para $D_{max}= 19\text{ mm}$. A pesar de lo establecido por el Reglamento es recomendable trabajar con relaciones agua/ cemento no superior a 0,50.

En tal sentido se caracterizaron probetas con diferentes relaciones W/C y aire natural e intencionalmente incorporado, dentro y fuera de estos límites especificados. Sin embargo, el Reglamento no especifica el tipo y contenido unitario mínimo de cemento para satisfacer requisitos de impermeabilidad, por lo que esta propiedad no será verificada en este trabajo.

De acuerdo con las recomendaciones del Reglamento CIRSOC 201 y del ACI se deberá tener en cuenta la influencia de la temperatura del hormigón y del calor de hidratación del mismo, por lo que es necesario reducir el contenido unitario de cemento al mínimo necesario para obtener la resistencia de diseño y trabajar con un cemento de menor generación de calor.

III.IV.- MEZCLAS TEORICAS Y PROGRAMA DE PRUEBAS PARA LA SELECCIÓN DEL HORMIGON A UTILIZAR EN LOS ENSAYOS DE EMISION ACUSTICA

II.IV.1. SELECCIÓN PRIMARIA: ARIDOS, W/C, C, PUHF Y RESISTENCIA.

Con el objeto de determinar la mezcla granulométrica más conveniente y el tipo y

contenido de cemento mínimo, compatible con los requerimientos de resistencia, peso unitario del hormigón y durabilidad, se realizó el siguiente programa de ensayos:

Definición de la granulometría y Relación W/C: sobre la base de las curvas granulométricas propuestas, detalladas en la Sección III del Apéndice, se realizaron los pastones que se indican más adelante para observar el comportamiento en estado fresco y endurecido.

Se trabajó con relaciones W/C dos puntos por encima y por debajo de la relación que se considera más conveniente (0,50), siempre dentro de los requisitos de Durabilidad e Impermeabilidad.

Este plan de introducción se realizó para tamaño máximo 38 mm y 19 mm y para cemento normal y puzolánico según se indica en la tabla III.2

CEMENTO NORMAL		CEMENTO PUZOLANICO	
SERIE 1 – 38mm (G)	SERIE 1- 19mm (G)	SERIE 1 – 38mm (G)	SERIE 1- 19mm (G)
G2-300-048-N-38	G2-300-048-N-19/ 320	G2-300-048-P-38	G2-300-048-P-19
G2-300-050-N-38	G2-300-050-N-19/ 320	G2-300-050-P-38	G2-300-050-P-19
G2-300-052-N-38	G2-300-052-N-19/ 320	G2-300-052-P-38	G2-300-052-P-19
G3-300-048-N-38			
G3-300-050-N-38			
G3-300-052-N-38			
G4-300-048-N-38			G4-300-048-P-19
G4-300-050-N-38			G4-300-050-P-19
G4-300-052-N-38			G4-300-052-P-19

Tabla III.2 Series de hormigones de estudio con cemento normal y puzolánico

En la Sección III del Apéndice se resumen los resultados de los ensayos en el hormigón en estado fresco y en estado endurecido.

III.V.- AJUSTE. CONTENIDO DE CEMENTO Y RESISTENCIA.

Con el fin de ajustar los resultados obtenidos a las especificaciones de norma se realizó una toma de dos muestras adicionales (muestras N°2 y 3) las cuales se identificaron como G' y G''.

Con las nuevas muestras de áridos G' y G'' se comenzó la segunda etapa del diseño y la optimización de las mezclas.

Se debió realizar sendos ajustes de las mezclas debido a la notable diferencia de granulometría observada en las gravas.

En esta etapa se repitieron algunos pastones de la serie anterior para verificar que tuvieran un comportamiento análogo. Se utilizó la G'2 y G''3 con igual contenido de cemento y relación W/C. Se puede observar que las resistencias y pesos unitarios son congruentes, mostrando

respuestas equivalentes también en estado fresco.

Se realizó el pastón G’2-300-0,52-N-38 con y sin FRIOPLAST (Probetas N° 149 a 160) para verificar el funcionamiento del aditivo. Se comprobó que la mezcla sin aditivo presentó una consistencia de 5,5 cm y la otra con FRIOPLAST al 0,8% alcanza 11 cm, para una W/C = 0,53.

La nueva etapa se completó con los siguientes pastones de prueba, planteados para comprobar comportamiento en estado fresco y endurecido para las mezclas seleccionadas con 200, 250 y 270 Kg/ m³ de cemento:

En la tabla III.3 se resumen los pastones realizados:

CEMENTO NORMAL		CEMENTO PUZOLANICO	
SERIE 2 – 38mm (G’)	SERIE 2- 19mm (G’)	SERIE 2 – 38mm (G’)	SERIE 2- 19mm (G’)
G’2-250-052-N-38 G’’2-200-055-N-38 G’2-270-052-N-38		G’2-250-052-P-38 G’’2-200-055-P-38	
	G’3-250-052-N-19		G’3-250-052-P-19
	G’4-270-052-N-19		G’5-250-052-P-19 G’4-270-052-P-19

Tabla III.3 Serie de pastones ejecutados para el ajuste final

Con los resultados de ensayos sobre probetas de 7 días de edad y el conjunto de determinaciones se puede estimar que:

1. Las mezclas granulométricas G3 y G4 resultaron las más apropiadas.
2. Con 275 Kg/ m³ de cemento Portland normal muy probablemente se satisfagan los requisitos de resistencia para el hormigón H-21 a los 28 días de edad o a los 90 días si se utiliza cemento puzolánico, tanto para D_{máx} = 38 mm como para 19 mm.
3. Con 255 Kg/ m³ de cemento Portland normal muy probablemente se satisfagan los requisitos de resistencia para el hormigón H-17 a los 28 días de edad o a los 90 días si se utiliza cemento puzolánico tanto para D_{máx} = 38 mm como para 19 mm.
4. Con 200 Kg/ m³ de cemento Portland normal muy probablemente se satisfagan los requisitos de resistencia para el hormigón H-8 a los 28 días de edad o a los 90 días si se utiliza cemento puzolánico tanto para D_{máx} = 38 mm como para 19 mm.
5. Para los casos de H-21 y H-17 la relación W/ C recomendada es de 0,50 y los aditivos de mejor comportamiento son PLASTIMENT BV al 0,65 % más FROBE C al 0,03 %, con lo que se alcanza una consistencia de hasta 7 cm.
6. El aditivo FRIOPLAST al 0,8 % puede considerase apropiado para alcanzar consistencias de hasta 5 cm con menor cohesión.

III.VI.- MEZCLAS PROPUESTAS

En las siguientes tablas que siguen se resumen las dosificaciones propuestas para los hormigones de Resistencia Característica 80 Kg/ cm², 170 Kg/ cm² y 210 Kg/ cm².

		CEMENTO NORMAL				
COMPONENTE	Unidad	H-21		H-17		H-8
Tamaño Máximo	Mm	38	19	38	19	38
Cemento	Kg/ m ³	275	275	255	255	200
Agua	lt/ m ³	138	138	128	128	110
Arena	Kg/ m ³	806	845	820	865	903
Grava (38 - 19)	Kg/ m ³	930	----	950	----	960
Grava (19 - 5)	Kg/ m ³	280	1165	285	1195	290
Aditivos	%	lt/ m ³		lt/ m ³		lt/ m ³
PLASTIMENT BV	0,6	1,65	----	1,30	----	----
FROBE C	0,03	0,08	0,08	0,076	0,076	----
SIKAMENT R	1	----	3,15	----	2,70	----
Aire Incorporado	%	4,5	6,0	4,5	6,0	----
Consistencia	Cm	9	15	9	15	----
Variante Aditivos						
FRIOPLAST	1	2,60	----	2,43	----	1,50
Aire Incorporado	%	4,5	----	4,5	----	4,5
Consistencia	Cm	6	----	6	----	6
W/ C	-----	0,50	0,50	0,5	0,50	0,55
σ'bm (28d)	Kg/ cm ²	260	260	220	220	120
Tiempo de Curado	Días	14	14	14	14	14

Tabla III.4 Alternativa cemento normal

		CEMENTO PUZOLÁNICO ESPECIAL				
COMPONENTE	Unidad	H-21		H-17		H-8
Tamaño Máximo	Mm	38	19	38	19	38
Cemento	Kg/ m ³	300	300	275	275	220
Agua	lt/ m ³	150	150	138	138	110
Arena	Kg/ m ³	815	775	840	800	890
Grava (38 - 19)	Kg/ m ³	865	----	890	----	900
Grava (19 - 5)	Kg/ m ³	260	1165	265	2000	280
Aditivos	%	lt/ m ³		lt/ m ³		lt/ m ³
PLASTIMENT BV	0,6	2,30	----	2,10	----	----
FROBE C	0,03	0,09	0,09	0,080	0,083	----
SIKAMENT R	1	----	3,40	----	3,14	----

Aire Incorporado	%	4,5	6,0	4,5	6,0	----
Consistencia	Cm	9	15	9	15	----
Variante Aditivos						
FRIOPLAST	l	2,86	----	2,62	----	1,20
Aire Incorporado	%	4,5	----	4,5	----	4,5
Consistencia	Cm	6	----	6	----	6
W/ C	-----	0,50	0,50	0,5	0,50	0,55
σ'_{bm} (28d)	Kg/ cm ²	260	260	220	220	120
Tiempo de Curado	Días	14	14	14	14	14

Tabla III.5 Alternativa cemento puzolánico

En el punto siguiente se presentan los ensayos de laboratorio efectuados sobre cada uno de los materiales y al final se indican los resultados sobre los hormigones en estado fresco y endurecido. Luego, se seleccionaran los pastones más convenientes de los cuales se obtuvieron las probetas para los ensayos con Emisión Acústica.

Es importante recalcar aquí que todo este estudio ha sido necesario y ha tenido como fin la búsqueda de un material lo más homogéneo posible tanto en su composición como en su comportamiento físico-mecánico. Los beneficios de este trabajo laborioso se verán en la uniformidad de los resultados obtenidos.

III.VII.- ENSAYOS DE LABORATORIO

III.VII.1. ESTUDIO del CEMENTO

III.VII.1.1. Cemento Portland Normal – Loma Negra

Ensayo		Valor
Agua Normal		26,6 %
Superficie Específica - Permeametría Blaine		3389 cm ² /gr
Principio de Fragüe		2 hs 25 min.
Fin de Fragüe		4 hs
Expansión en autoclave		0,017 %
Resistencia a Flexión a la edad de	3 días	41,4 kg/cm ²
	7 días	46,5 kg/cm ²
	14 días	66,0 kg/cm ²
Resistencia a Compresión a la edad de	3 días	210,4 kg/cm ²
	7 días	228,3 kg/cm ²
	14 días	264,8 kg/cm ²

Tabla III.6 Propiedades físicas del cemento portland normal

III.VII.1.2. Cemento Portland Puzolánico – Loma Negra

Ensayo		Valor
Agua Normal		29,6 %
Superficie Específica - Permeametría Blaine		4466 cm ² /gr
Principio de Fragüe		2 hs 50 min.
Fin de Fragüe		4 hs 15 min.
Expansión en autoclave		0,002 %
Resistencia a Flexión a la edad de	3 días	46,8 kg/cm ²
	7 días	49,2 kg/cm ²
	14 días	69,5 kg/cm ²
Resistencia a Compresión a la edad de	3 días	167,9 kg/cm ²
	7 días	171,4 kg/cm ²
	14 días	189,2 kg/cm ²

Tabla III.7 Propiedades físicas del cemento portland puzolánico

III.VII.1.3. Análisis Químico del Cemento Portland Normal – Loma Negra

Determinación	%
Residuo Insoluble	0,10
Sílice (Si O ₂)	21,35
Oxido de Aluminio (Al ₂ O ₃)	3,49
Oxido de Hierro (Fe ₂ O ₃)	3,35
Oxido de Calcio (Ca O)	61,53
Oxido de Magnesio (Mg O)	3,57
Trióxido de Azufre (S O ₃)	1,75
Oxido de Sodio (Na ₂ O)	2,02
Oxido de Potasio (K ₂ O)	0,61
Pérdida a 350 °C	0,71
Alcali Eq. (Na ₂ O+0,658 K ₂ O)	1,36
Pérdida a 1000 °C	1,47
Cal Libre	0,64

Tabla III.8 Análisis químico del cemento portland normal

III.VII.1.4. Combinaciones probables Calculadas

Combinación	%
A/F	1,04
C3 S	52,33
C2 S	21,82
C3 A	3,58
C4 AF	10,18
CA4 F+C2 F	-----

Tabla III.9 Combinaciones probables de los compuestos químicos

III.VII.1.5. Análisis Químico del Cemento Portland Puzolánico – Loma Negra

Determinación	%
Residuo Insoluble	20,42
Sílice (Si O ₂)	15,10
Oxido de Aluminio (Al ₂ O ₃)	2,02
Oxido de Hierro (Fe ₂ O ₃)	4,79
Oxido de Calcio (Ca O)	49,03
Oxido de Magnesio (Mg O)	2,42
Trióxido de Azufre (S O ₃)	1,39
Oxido de Sodio (Na ₂ O)	1,61
Oxido de Potasio (K ₂ O)	0,40
Pérdida a 350 °C	1,13
Pérdida a 1000 °C	1,54
Cal Libre	2,98

Tabla III.10 Análisis químico del cemento portland puzolánico

III.VII.1.6 Combinaciones probables Calculadas

Combinación	%
A/F	0,42
C3 S	56,57
C ₂ S	0,68
C ₃ A	0,00
C ₄ AF	----
CA ₃ F+C ₂ F	11,85

Tabla III.11 Combinaciones probables de los compuestos químicos

III.VII.2. GRANULOMETRIAS Y MEZCLAS GRANULOMETRICAS DEL MATERIAL SELECCIONADO

Se estudió las granulometrías de materiales existentes en el medio efectuando el análisis granulométrico de una muestra obtenida del lecho del río San Juan, Muestra N° 1, y dos muestras lavadas y cortadas en la planta de tratamiento de la empresa HORMISERV S.R.L., Muestras N°2 y N°3.

Para la selección de la muestra de estudio se tuvo en cuenta los requerimientos establecidos en el REGLAMENTO CIRSOC 201. Tomo 1 y en la Norma IRAM 1627/88 y las características expuestas en el apartado III.II.2. sobre los áridos. Teniendo en cuenta esto se seleccionó la muestra granulométrica N° 3, denominada G3 y de esta muestra, la mezcla G3”.

Tanto los análisis granulométricos de la grava y de la arena empleadas en la selección del material se presentan en la Sección III del Apéndice. En la misma sección se pueden observar también las propiedades fisico-mecánicas de las muestras y las curva mezclas analizadas en el desarrollo del presente trabajo que tuvieron como fin la selección del material granular que poseía las mejores propiedades físicas y mecánicas juntamente con el mejor ajuste a los límites establecidos en las normas correspondientes

En la tabla III. 12 y figura III.2 se presentan las mezclas del material seleccionado cortado en planta en las fracciones 38-19 y 9-5 de agregado grueso con la arena original. Se pueden observar las curvas mezclas de grava gruesa, grava fina y arena para la Mezcla 2 y Mezcla 3. Dado que ambas mezclas cumplen con los requerimientos de la norma es indistinta su aceptación. La mezcla adoptada es la Mezcla 2. También se presentan en esta figura las curvas límites correspondiente a la Norma IRAM para tamaño máximo de 38 mm. Puede entreverse como la mezcla adoptada cumple los límites establecidos en la Norma.

Con este material y los dosajes establecidos en el diseño de los hormigones, que veremos en los apartados siguientes, se elaboraron los pastones y se confeccionaron las probetas para la ejecución de los ensayos.

III.VII.2.1. Mezclas del material cortado en planta Hormiserv
MUESTRA N°3 (G")

Muestra	Media Original	Corte 1 1/2" - 3/4"	Corte 3/4 - #4"	Mezcla 2	Mezcla 3
Identificación	Arena	Grava G 38/19	Grava F 19/5	37,5 mm	37,5 mm
% Grava G 38/19				46	44
% Grava F 9/5				14	18
% Arena Original				40	38
Tamices (#)	% pasa	% pasa	% pasa	% pasa	% pasa
2"	100	100	100	100	100
1 1/2"	100	81	100	91	92
1"	100	44	99	74	75
3/4"	100	2	96	54	56
1/2"	100	1	82	52	53
3/8"	100	0	67	49	50
4	98		19	42	41
8	81		2	33	31
16	63		1	25	24
30	41		0	16	15
50	15			6	6
100	4			1	1
200	1			0	0

Tabla III.12 Mezcla de material cortado en planta. Muestra G3"

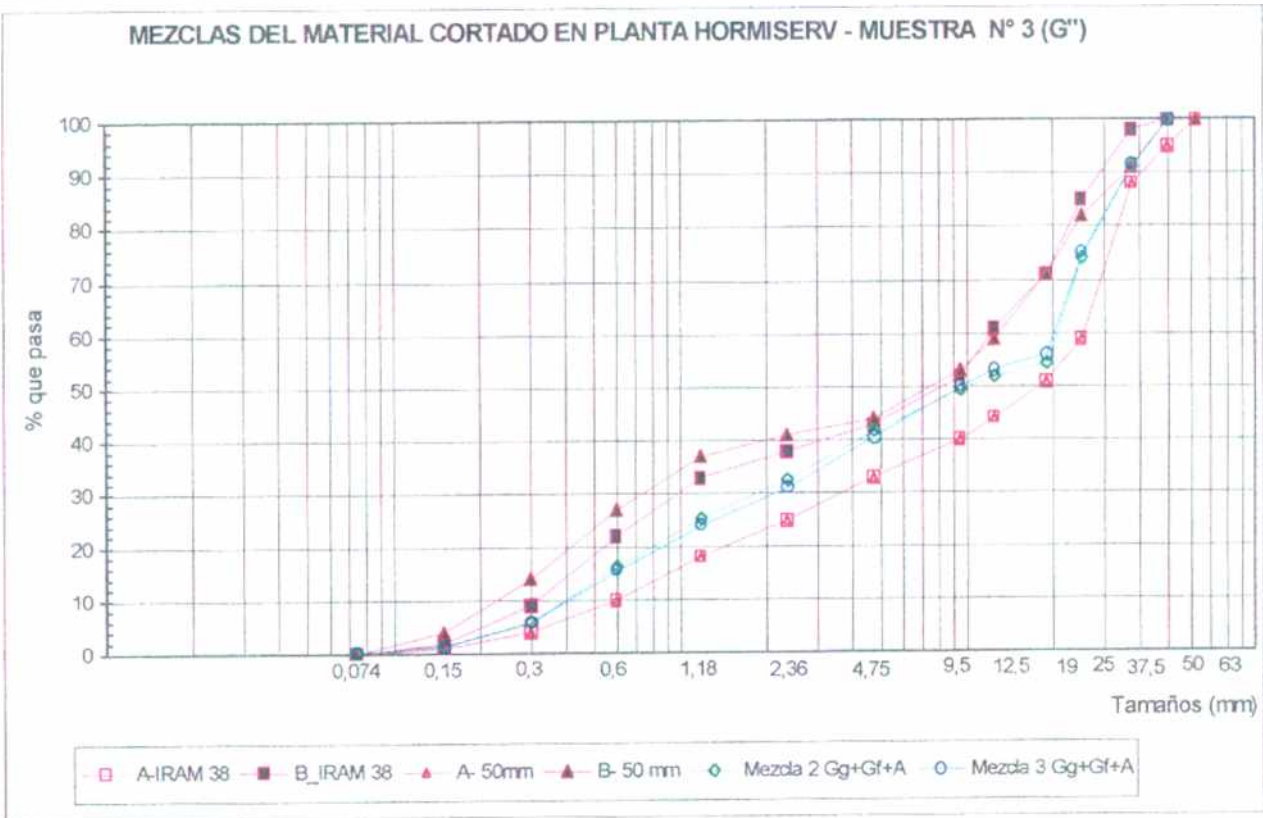


Figura III.2 Curvas mezclas del material cortado en planta.. Muestra G3"

III.VII.2.2. Reacción Alkali-árido

En la Sección III del Apéndice se muestran los resultados del análisis efectuado a los agregados con relación al proceso de reacción álcali-árido producido entre los álcalis del cemento y los agregados.

Se puede resumir diciendo que los porcentajes de expansión obtenidos para ambos cementos, es decir, cemento normal y cemento puzolánico se encuentran dentro de los límites establecidos en las normas correspondientes por lo que el empleo de cualquiera de los cementos no es perjudicial a esta reacción.

III.VII.3. CARACTERISTICAS DE LOS PASTONES DE ENSAYO EN ESTADO FRESCO Y RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE PROBETAS

En la Sección III del Apéndice se presenta una tabla resumen con los 41 diseños de hormigones elaborados con diversas características y de los cuales surgieron los seis pastones para la confección de las probetas de estudio. En la misma se indica: la identificación del pastón, la fecha de elaboración, la relación agua-cemento del pastón, el asentamiento, el contenido de aire, el peso unitario y el aditivo utilizado en nombre y cantidad porcentual.

En misma sección se presenta otra tabla con los resultados de los ensayos de las 226 probetas ejecutadas con los 41 pastones elaborados, donde se indica: Identificación de las probetas, identificación de los pastones, asentamiento, edad, diámetro, altura, peso, peso unitario, carga de rotura, presión y observaciones. De estas tablas, resultante de ensayos sobre el hormigón endurecido, puede observarse a través de los resultados la bondad del método de diseño que nos ha permitido elaborar probetas con una considerable homogeneidad.

III.VIII.- HORMIGON SELECCIONADO PARA LA CONFECCION DE PROBETAS

El estudio precedente muestra lo complejo que puede ser el diseño de un hormigón cuando se quiere controlar el conjunto de variables que modifican las características físicas, químicas y mecánicas del producto final.

Debido a la extensión limitada de este trabajo, se ha seleccionado seis tipos distintos de pastones con los cuales se confeccionaron 72 probetas para su estudio por medio de la Emisión Acústica.

Los pastones seleccionados son:

- 1.- H21- G"3- 275- 0,50- N- 38- A₁
- 2.- H21- G"3- 275- 0,50- P- 38- A₂
- 3.- H21- G"3- 275- 0,50- N- 38- A₃
- 4.- H21- G"3- 275- 0,50- N- 38- A₄
- 5.- H8- G"3- 200- 0,50- N- 38- A₅
- 6.- H8- G"3- 200- 0,50- P- 38- A₆

Esta nomenclatura, que será usada de aquí en adelante, tiene el siguiente significado: el primer término (H21), indica la Tensión Característica de Rotura de Diseño, en el primer caso de 210 Kg/cm²; el segundo término (G”3), indica la muestra granulométrica adoptada y su correspondiente mezcla de acuerdo a las normas vigentes; el tercer término (275), indica la cantidad de cemento por metro cúbico de hormigón, en el primer caso de 275 Kg/m³; el cuarto término (0,50), indica la relación agua cemento (W/C) que para nuestros estudios se mantuvo constante e igual a 0,50; el quinto término (N o P) indica el tipo de cemento utilizado, normal o puzolánico; el sexto término (38), indica en tamaño máximo del agregado utilizado en milímetros, que en nuestros estudios también se mantuvo constante e igual a 38 mm; y finalmente el séptimo término (Ai), indica el contenido de aire natural o intencionalmente incorporado por medio de aditivos.

Como vimos en los puntos anteriores se confeccionaron 41 pastones de los cuales se obtuvieron 226 probetas. De este estudio sistemático y minucioso se escogieron seis pastones diferentes con características y requerimientos comunes en el diseño de hormigones estructurales. De estos seis pastones se efectuaron 72 probetas perfectamente caracterizadas con el fin de ensayarlas aplicando la técnica de la Emisión Acústica. De estas 72 probetas, se ensayaron 4 de cada tipo diferente, esto es 24 probetas, las cuales mostraron un comportamiento semejante tal como se verá en el próximo capítulo.

En el siguiente cuadro se sintetiza las dosificaciones empleadas para la confección de los pastones seleccionados.

Es importante hacer notar que las cantidades de los agregados gruesos y finos indicadas están corregidas por los valores de humedad y absorción correspondientes determinadas en el momento de elaboración de los pastones.

		PASTONES SELECCIONADOS					
COMPONENTE	Unidad	Pastón 1	Pastón 2	Pastón 3	Pastón 4	Pastón 5	Pastón 6
Tamaño Máximo	Mm	38	38	38	38	38	38
Cemento	Kg/ m ³	275	275	275	275	200	200
Agua	lt/ m ³	135	135	135	135	97	97
Arena	Kg/ m ³	774	776	774	774	835	830
Grava (38 - 19)	Kg/ m ³	866	857	866	866	935	930
Grava (19 - 5)	Kg/ m ³	371	368	371	371	400	398
Aditivos							
PLASTIMENT BV	%	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
FROBE C	0,03	---	---	0,06	0,1	---	---
Aire Incorporado	%	2	1,8	6,5	9	3	1,8
Consistencia	cm	6	7	10	13	6	6
P.U.	gr/cm ³	2,42	2,41	2,31	2,22	2,39	2,40
Segregación	-	No	No	No	No	Poca	Poca
Exudación	-	No	No	No	Poca	No	Poca
Temperatura Hon.	°C	27,5	27,5	27,6	27,5	26,9	28
W/C	-	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
Tiempo de Curado	Días	60	60	60	60	60	60

Tabla III.13 Pastones seleccionados para la confección de las probetas de ensayo

III.VII.5. CONFECCION DE PROBETAS PARA SU ANALISIS CON EMISION ACUSTICA

Se efectuará en este apartado una descripción simple del proceso de elaboración de los pastones diseñados y la confección de las probetas que luego serán sometidas al ensayo de compresión simple y auscultadas por medio de los equipos de emisión acústica.

La elaboración de los pastones seleccionados se comienza con la medición de los pesos requeridos de cada uno de los elementos componentes, esto es, grava gruesa, grava fina, arena, cemento, agua y el aditivo según se indican en la tabla III.13. Se introducen en la hormigonera y se someten a un tiempo de mezclado de entre 3 a 4 minutos. Se vierte el contenido en una bandeja teniendo la precaución de volcar completamente todo el material, fundamentalmente el fino que suele adherirse a las paredes de la hormigonera.

Con el material en la bandeja se efectúa un remezclado a mano para homogeneizar el material, observar la figura III.3, y luego se realiza la medición de la consistencia a través del asentamiento medido en el Cono de Abrams.



Figura III.3 Pastón elaborado para la confección de las probetas



a)



b)

Figura III.4 a) y b) Medición del aire incorporado con el aparato de Washington

Medido el asentamiento se llena y enrasa la hoya del aparato de Washington para la medición del peso unitario y del contenido de aire incorporado, ver figura III.4.

Efectuadas estas mediciones se comienza el llenado de los moldes en tres capas compactadas con 25 golpes de varilla.

La superficie final fue sometida a un procedimiento inusual. Generalmente la superficie es enrasada y alisada levemente siendo sometida a un cabeceo de negro de humo y azufre antes de realizar la ejecución de los ensayos. Esto se hace: por un lado, para evitar la formación de protuberancias, que posteriormente actuaran como concentradores de tensiones falseando los resultados y por otro lado, para obtener un paralelismo entre las caras y la perpendicularidad de las mismas al eje de las probetas evitando excentricidades durante la aplicación de la carga.

Ahora bien, el azufre es un material sumamente frágil que “emite” intensamente cuando se lo deforma, de manera que el cabeceo con este material haria que se produzcan emisiones acústicas que enmascararían las que deseamos estudiar que son las provenientes de la fisuración del hormigón.

Para solucionar esto, se efectuó un cabeceo “in situ” con cemento y agua. De esta manera obtuvimos las condiciones anteriormente mencionadas sin la aplicación del azufre. De todos modos, dado que la superficie que obteníamos no era de la calidad que se llegaba con el azufre, durante los ensayos se colocó entre los cabezales de la máquina y las caras de las probetas una goma de alta densidad con la que se obtuvo resultados satisfactorios.

Después de 24 horas las probetas fueron desmoldadas y colocadas en una pileta de agua para lograr un correcto curado de las mismas, ver figura III.5.



Figura III.5 Curado de las probetas de hormigón

Las probetas se mantuvieron en la pileta de curado hasta el momento de la ejecución de los ensayos, siendo el tiempo de aproximadamente 60 días. Se hubiese deseado ejecutar los ensayos a los 28 días, tiempo este característico para la determinación de parámetros de resistencia, tales como la tensión característica de rotura (σ'_{bk}), pero no fue posible por tener los equipos en puesta a punto.

Con los seis pastones de hormigón se confeccionaron 72 probetas. Las mismas pueden observarse en la figura III.6



a)



b)

Figura III.6 a) y b) Conjunto de 72 probetas correspondientes a los 6 pastones de estudio

CAPITULO IV

IV.I.- ENSAYOS DE EMISION ACUSTICA

IV.I.1. INTRODUCCION

Una vez finalizado el diseño de los hormigones y caracterizado el mismo en estado fresco se confeccionó 72 probetas de seis pastones distintos de las cuales se ensayaron 24 probetas las que presentaron características similares en cuanto a los registros del R.M.S., carga y deformación en función del tiempo.

Veremos ahora las características de estas 24 probetas de hormigón en estado endurecido que serán sometidas a compresión uniaxial para luego establecer las condiciones generales de ensayo y analizar los resultados obtenidos.

IV.II.- CARACTERIZACION DE LAS PROBETAS ENDURECIDAS

IV.II.1. MEDICIONES GEOMETRICAS Y DE PESOS UNITARIOS

Las probetas fueron elaboradas, de acuerdo a norma, con un diámetro de 15 cm por una altura de 30 cm. Las mismas se sometieron a un proceso de curado durante 60 días después del cual se les efectuó el control de la geometría, peso unitario (ver tabla IV.1) y además se determinó la resistencia media probable de las mismas por medio de los ensayos no destructivos de ultrasonido y esclerometría (ver tablas IV.2 y IV.3).

En la confección de las probetas se tuvo mucho cuidado en obtener una buena horizontalidad y paralelismo de caras además de un buen alisado en la cara superior, para evitar en el primer caso el desvío del eje de la probeta con la dirección de aplicación de la carga y en el segundo la formación de protuberancias que por un lado serían concentradores de tensiones y por el otro generarían ruidos adicionales que se confundirían con los ruidos provenientes del proceso de generación y propagación de fisuras por deformación del material que es el fenómeno que nos interesa estudiar. Para evitar esto último se colocó entre las caras de la probeta y los cabezales de la máquina de compresión un trozo de goma de aproximadamente 2 mm de espesor.

De la tabla IV.1 podemos ver que:

1. De la comparación de los dos primeros pastones, si bien el primer pastón posee mayor aire incorporado su peso unitario es mayor y esto debido al cemento utilizado, en el primer caso cemento normal y en el segundo cemento puzolánico.
2. De la comparación de los pastones 1, 3 y 5 vemos que todos tienen en común el mismo cemento, es decir, cemento normal y se puede observar como a mayor contenido de aire su peso unitario disminuye como era de esperarse.
3. De la comparación de los pastones 2 y 6 ambos elaborados con cemento puzolánico, vemos que el pastón 6 posee pesos unitarios levemente inferiores al pastón 2 y ello debido a que el contenido de cemento por metro cúbico

también es menor, en el pastón 2 es de 275 Kg/m³ y en el pastón 6 es de 200 Kg/m³.

Veremos luego con los ensayos de emisión acústica la influencia o no de estas manifiestas diferencias.

Paston	Probeta	Diámetro	Altura	Sección	Volumen	Peso	Peso Unitario	Aire Incorporado
	Nº	(cm)	(cm)	(cm²)	(cm³)	(gr)	(gr/cm³)	(%)
H21-G"3-275-0,50-N-38	2	15,37	30,30	185,45	5619,0	13640	2,43	2,0
	3	15,05	30,03	177,80	5339,5	12900	2,42	
	4	15,20	30,15	181,37	5468,2	13160	2,41	
	5	14,80	30,00	171,95	5158,4	12560	2,43	
H21-G"3-275-0,50-P-38	13	15,40	30,37	186,17	5654,0	13580	2,40	1,8
	14	15,19	30,03	181,13	5439,3	13060	2,40	
	15	15,25	30,40	182,56	5549,9	13380	2,41	
	16	14,80	30,05	171,95	5167,0	12540	2,43	
H21-G"3-275-0,50-N-38	25	15,26	30,02	182,80	5487,7	12720	2,32	6,5
	26	15,20	30,23	181,37	5482,7	12900	2,35	
	27	15,05	30,13	177,80	5357,2	12440	2,32	
	28	15,12	30,10	179,46	5401,8	12620	2,34	
H21-G"3-275-0,50-N-38	37	15,35	30,35	184,96	5613,6	12540	2,23	9,0
	38	15,15	29,98	180,18	5401,7	12000	2,22	
	39	14,90	30,09	174,28	5244,0	11720	2,23	
	40	15,00	30,10	176,63	5316,4	11760	2,21	
H8-G"3-200-0,50-N-38	49	14,92	30,17	174,75	5272,1	12680	2,41	3,0
	50	15,03	30,10	177,33	5337,7	12780	2,39	
	51	15,25	30,00	182,56	5476,8	13100	2,39	
	52	15,20	30,50	181,37	5531,7	13300	2,40	
H8-G"3-200-0,50-P-38	61	15,35	30,35	184,96	5613,6	13400	2,39	1,8
	62	15,10	30,07	178,99	5382,2	12580	2,34	
	63	15,05	30,00	177,80	5334,1	12660	2,37	
	64	15,10	30,05	178,99	5378,6	12860	2,39	

Tabla Nº IV.1 Características geométricas y Pesos Unitarios de las probetas

IV.II.2. MEDICIONES DE RESISTENCIAS MEDIAS PROBABLES

Por medio de la esclerometría y el ultrasonido tenemos dos técnicas de ensayos no destructivos que nos permiten caracterizar las probetas con relación a los valores de resistencia media más probables. Esto es fundamental, ya que por medio de este estudio se puede establecer la bondad del procedimiento de diseño del hormigón visto en el Capítulo III.

IV.II.2.1. Auscultación del hormigón por Esclerometría

Los ensayos se realizaron con un Esclerómetro marca PROCEQ, modelo NR de 2.207 N.m de energía de percusión.

Para efectuar el ensayo se seleccionaron zonas en los laterales de las probetas de aproximadamente 80 cm².

El procedimiento de ensayo es el siguiente:

Se colocó la probeta en el bastidor de la máquina de compresión ejerciendo una presión de confinamiento de 1 a 2 Kg/cm².

Dentro de cada una de las zonas aludidas se realizaron nueve (9) impactos. Los nueve (9) valores determinados en cada zona se promediaron aritméticamente, descartándose los valores por encima y por de bajo del promedio en cinco (5) unidades. Con la nueva serie de valores se calculó el rebote medio corregido. A este valor se lo afectó de un coeficiente de corrección por inclinación del instrumento y finalmente a este último valor se lo correlacionó con la resistencia media a través de las fórmulas y curvas de calibración del aparato.

Se deja en claro que estos ensayos no destructivos son orientativos de la calidad del hormigón en lo que se refiere a la homogeneidad y resistencia del mismo.

En la tabla IV.2 se presentan los resultados obtenidos.

Pastón	Probeta Nº	Rebotes									Rebote Medio	R. Med. Correg. 1	R. Med. Correg. 2	Tens. Med. (Kg/cm²)
		Lecturas												
		1	2	3	4	5	6	7	8	9				
H21-G"3-275-0,50-N-38	2	30	32	30	30	31	30	29	28	29	29,9	29,9	29,9	251
	3	31	32	33	32	28	30	30	31	32	31,0	31,0	31,0	267
	5	30	31	31	32	30	29	28	31	32	30,4	30,4	30,4	259
	6	29	30	33	29	30	32	31	31	30	30,6	30,6	30,6	261
H21-G"3-275-0,50-P-38	13	26	28	30	27	29	29	28	26	29	28,0	28,0	28,0	225
	14	28	29	28	28	27	29	28	27	29	28,1	28,1	28,1	227
	17	27	28	30	28	29	27	27	28	30	28,2	28,2	28,2	228
	18	26	27	30	29	28	27	26	28	29	27,8	27,8	27,8	222
H21-G"3-275-0,50-N-38	25	26	26	28	27	27	26	27	28	27	26,9	26,9	26,9	210
	26	28	30	27	28	29	28	28	27	29	28,2	28,2	28,2	228
	27	28	28	26	27	29	28	26	27	28	27,4	27,4	27,4	217
	28	28	29	27	27	26	28	29	30	28	28,0	28,0	28,0	225
H21-G"3-275-0,50-N-38	37	26	24	25	28	26	25	26	26	27	25,9	25,9	25,9	196
	38	25	24	26	27	25	26	24	28	26	25,7	25,7	25,7	193
	39	27	25	26	28	27	28	26	25	26	26,4	26,4	26,4	204
	40	28	25	26	27	28	29	27	26	28	27,1	27,1	27,1	213
H8-G"3-200-0,50-N-38	49	28	30	29	26	29	28	27	26	29	28,0	28,0	28,0	225
	50	28	29	31	29	28	27	24	30	29	28,3	28,3	28,3	230
	51	27	25	29	28	28	27	27	28	26	27,2	27,2	27,2	214
	52	28	26	27	28	28	29	27	29	25	27,4	27,4	27,4	217
H8-G"3-200-0,50-P-38	61	25	27	26	25	25	26	28	27	26	26,1	26,1	26,1	199
	62	26	28	26	27	25	28	26	28	28	26,9	26,9	26,9	210
	63	28	24	25	26	28	27	27	28	29	26,9	26,9	26,9	210
	64	27	27	25	26	28	28	27	26	25	26,6	26,6	26,6	205

Tabla Nº IV.2 Valores de Resistencia Media Probable por Esclerometría

IV.II.2.2. Auscultación del hormigón por Ultrasonido

Se utilizó para el ensayo un equipo C.S.I. - C.C.T. - 4, con frecuencia de pulso de 10 Mhz. Los ensayos se ejecutaron sobre las caras planas de las probetas y en la dirección del eje de las mismas.

Este ensayo se realizó con el fin de evaluar la homogeneidad del hormigón y contrastar los valores de resistencia obtenidos con los resultantes de la Esclerometría. Sólo se realizaron determinaciones directas de transmisión del pulso ultrasónico.

Las determinaciones se realizaron a distancias entre palpadores correspondientes a la altura de las probetas.

Con las mediciones obtenidas se calculó la tensión media probable mediante el empleo de fórmulas y abacos de correlación. Se recuerda que estos ensayos no destructivos son orientativos de la calidad del hormigón en lo que se refiere a la homogeneidad y resistencia del material.

En la tabla IV.3 se presentan los resultados obtenidos.

Pastón	Probeta N°	Tiempo μ seg	Longitud (m)	Velocidad (m/seg)	Tensión media (Kg/cm ²)
H21-G"3-275-0,50-N-38	2	61,4	0,3030	4430	268
	3	61,7	0,3003	4436	270
	5	61,6	0,3015	4395	259
	6	61,5	0,3000	4380	255
H21-G"3-275-0,50-P-38	13	62,5	0,3037	4248	226
	14	62,7	0,3003	4248	226
	17	62,4	0,3040	4294	235
	18	62,5	0,3005	4179	215
H21-G"3-275-0,50-N-38	25	64,5	0,3002	4141	209
	26	64,6	0,3023	4119	206
	27	64,6	0,3013	4083	201
	28	64,4	0,3010	4062	199
H21-G"3-275-0,50-N-38	37	67,8	0,3035	4057	198
	38	67,8	0,2998	4040	196
	39	68,7	0,3009	4028	195
	40	67,6	0,3010	4008	193
H8-G"3-200-0,50-N-38	49	64,9	0,3017	4179	215
	50	64,2	0,3010	4118	206
	51	64,6	0,3000	4202	218
	52	64,8	0,3050	4150	210
H8-G"3-200-0,50-P-38	61	63,5	0,3035	4085	201
	62	63,9	0,3007	3978	189
	63	63,7	0,3000	4049	197
	64	63,8	0,3005	4050	197

Tabla N° IV.3 Valores de Resistencia Media Probable por Ultrasonido

IV.II.3. VALORES DE RESISTENCIA DE ENSAYO

Ensayadas las probetas dieron los valores de tensión de rotura que se indican en la tabla IV.4.

Pastón	Probeta N°	Diámetro (cm)	Sección (cm²)	Carga de Rotura (Kg)	Tensión de Rotura (Kg/cm²)
H21-G"3-275-0,50-N-38	2	15,37	185,45	45540	246
	3	15,05	177,80	46250	260
	5	15,20	181,37	51500	284
	6	14,80	171,95	50500	294
H21-G"3-275-0,50-P-38	13	15,40	186,17	43500	234
	14	15,19	181,13	42000	232
	17	15,25	182,56	40700	223
	18	14,80	171,95	39000	227
H21-G"3-275-0,50-N-38	25	15,26	182,80	42650	234
	26	15,20	181,37	43250	238
	27	15,05	177,80	45000	253
	28	15,12	179,46	44000	245
H21-G"3-275-0,50-N-38	37	15,35	184,96	32350	175
	38	15,15	180,18	32200	179
	39	14,90	174,28	33100	190
	40	15,00	176,63	32000	181
H8-G"3-200-0,50-N-38	49	14,92	174,75	38500	220
	50	15,03	177,33	43000	242
	51	15,25	182,56	47350	259
	52	15,20	181,37	46600	257
H8-G"3-200-0,50-P-38	61	15,35	184,96	40200	217
	62	15,10	178,99	36250	203
	63	15,05	177,80	29700	167
	64	15,10	178,99	30800	172

Tabla N° IV.4 Valores de Resistencia medidos en ensayos de Compresión Uniaxial

IV.III.- MEDICIONES DE EMISION ACUSTICA EN ENSAYOS DE COMPRESION SIMPLE UNIAXIAL

IV.III.1. DESCRIPCION DEL ENSAYO

Para la ejecución de los ensayos se utilizó el dispositivo indicado en la figura IV.1, el cual posee una base metálica circular donde se asienta la probeta. Lateralmente el bastidor presenta dos guías verticales a través de las cuales se introducen dos aros metálicos cuya función es la de sustentar el sistema de medición de deformaciones y establecer la longitud inicial para posteriormente obtener las deformaciones específicas. El aro mencionado presenta dos soportes diametralmente opuestos donde se fijan los vástagos que contienen en uno de sus extremos los strain gage adheridos a una delgada plancha metálica elastizada.

Uno de los primeros inconvenientes que se obtuvo fue el contacto de las caras de las probetas con los cabezales de las mismas. Por norma, se utiliza un cabeceo con azufre que permite obtener superficies paralelas y lisas para evitar desvíos con el eje de la probeta y concentración de tensiones que falsearían los resultados. En nuestro caso era imposible el empleo de un cabeceo con azufre puesto que este material es sumamente frágil y emite una gran cantidad de ruido confundiendo con el ruido que deseamos estudiar que es el proveniente de la generación y propagación de las fisuras del hormigón.

Para salvar este inconveniente se probó colocar entre las superficies de las probetas y los cabezales diversos materiales tales como plásticos y gomas. Se obtuvo una buena respuesta empleando goma de alta densidad de unos 3 mm de espesor.

El transductor de emisión acústica, para la medición del RMS, se colocó en el tercio medio de la distancia entre los aros y en zonas donde no hubiesen poros o defectos que dificultaran la captación de las ondas acústicas. Para mejorar esta captación se utilizó como elemento de acople vaselina sólida. La adherencia del sensor se realizó mediante una goma que confinaba el mismo a la probeta.

El registro de las cargas se obtuvo directamente de la celda de carga incorporada a la máquina de ensayo como ya se vio.

Dispuesta la probeta en el bastidor se ajusta el cabezal superior móvil, se enciende el equipo de emisión acústica se inicia el programa de registro de variables al cual se le asigna un nombre correspondiente al ensayo y se pone en carga el sistema a velocidad constante. Esta última se mantuvo igual para toda la serie de ensayos ejecutados.

Las probetas se llevaron hasta la fractura total para poder ser analizadas posteriormente observándose en todos los casos una fractura intergranular, es decir, entre las partículas de agregados y según un plano a 45 grados, como era de esperarse para el caso de hormigones normales.

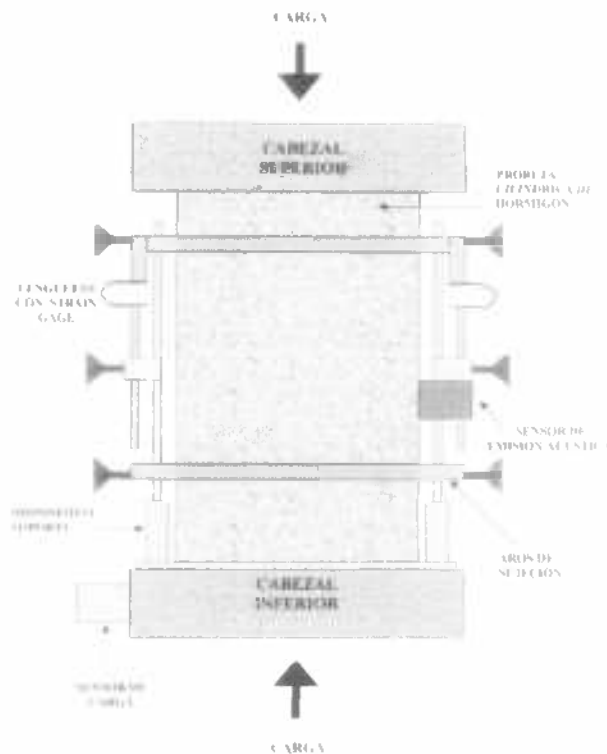


Figura N° IV.1 Dispositivo para el ensayo de probetas

Como regla general antes del comienzo de cada ensayo se generó una fuente de emisión exterior rompiendo una mina de lápiz de tal forma de comprobar que todo el sistema de adquisición funcionara correctamente. Un procedimiento similar se realizó para la verificación del funcionamiento de los registradores de carga y deformación que consistía en iniciar la carga de la probeta a valores bajos observando el registro de ambas variables. Una vez que el conjunto estaba calibrado y verificado se comenzaba el ensayo final.

IV.III.2. REGISTROS DE LAS VARIABLES RMS, CARGA Y DEFORMACION ESPECIFICA

Los registros de RMS, carga y deformación específica obtenidos en función del tiempo se llevaron a una planilla de Excel y se graficaron.

Para cada ensayo se tomó un registro de 2.500 puntos por variable lo que hace un total de 10.000 puntos a procesar y registrar gráficamente en cada ensayo.

En las gráficas los valores de RMS, Carga y Deformación Específica se encuentran expresados en Unidades de Valor Digital, para su conversión a unidades coherentes

debe procederse de la siguiente forma: Para hallar los valores de RMS en mV debe multiplicarse los valores de la ordenada de la gráfica por la constante 1,22. Para hallar los valores de carga en KN debe multiplicarse los valores de la ordenada de la gráfica por la constante 0,244. La Deformación Específica es adimensional y para hallar su valor debe multiplicarse los valores de la ordenada de la gráfica por la constante $2,4 \times 10^{-6}$.

El Tiempo esta expresado en Cantidad de Muestras correspondiendo 7 segundos cada 300 muestras de manera que para obtener su valor en segundos debe multiplicarse los valores de la abscisa por la constante 0,0233.

Es importante destacar que el origen de las variables RMS, Carga y Deformación Específica se encuentran desplazados del origen cero en un valor de Unidades Digitales variables según el caso y que han sido tenidos en cuenta para efectuar las correcciones correspondientes en los valores de las mediciones finales. Ello es debido a que en el comienzo de los ensayos se efectúa la calibración de los sistemas de registro y se parte de valores arbitrarios de Unidades Digitales que surgen de dicha calibración. También podemos observar que existe un acomodamiento del conjunto cabezales, probeta, y los sistemas de registro de carga y deformación por lo que existe dos pendientes en la curva de carga – tiempo, correspondiendo la primera al mencionado acomodamiento y la segunda al proceso de carga a velocidad constante.

Los ensayos se realizaron con velocidades de deformación del cabezal constante e igual a 0,1 a 0,2 mm/min.

En todos los ensayos se mantuvo las mismas condiciones, en relación a la ganancia del equipo total tenemos 40 dB dados por el preamplificador y 35 dB dados por el amplificador, lo que hacen un total de 75 dB de ganancia.

A continuación se presentan los resultados obtenidos para cada uno de los seis tipos de hormigón analizados. Dada la similitud de los resultados obtenidos para cada tipo de hormigón se muestran dos gráficas de cada una de las cuatro probetas ensayadas. En la primera se puede observar la variación del RMS, la Carga y la Deformación Específica en función del Tiempo y en la segunda el RMS instantáneo, el RMS Acumulado y la Carga en función del Tiempo.

Del estudio y análisis de estas gráficas se establecen los resultados que analizaremos en detalle en el Capítulo V.

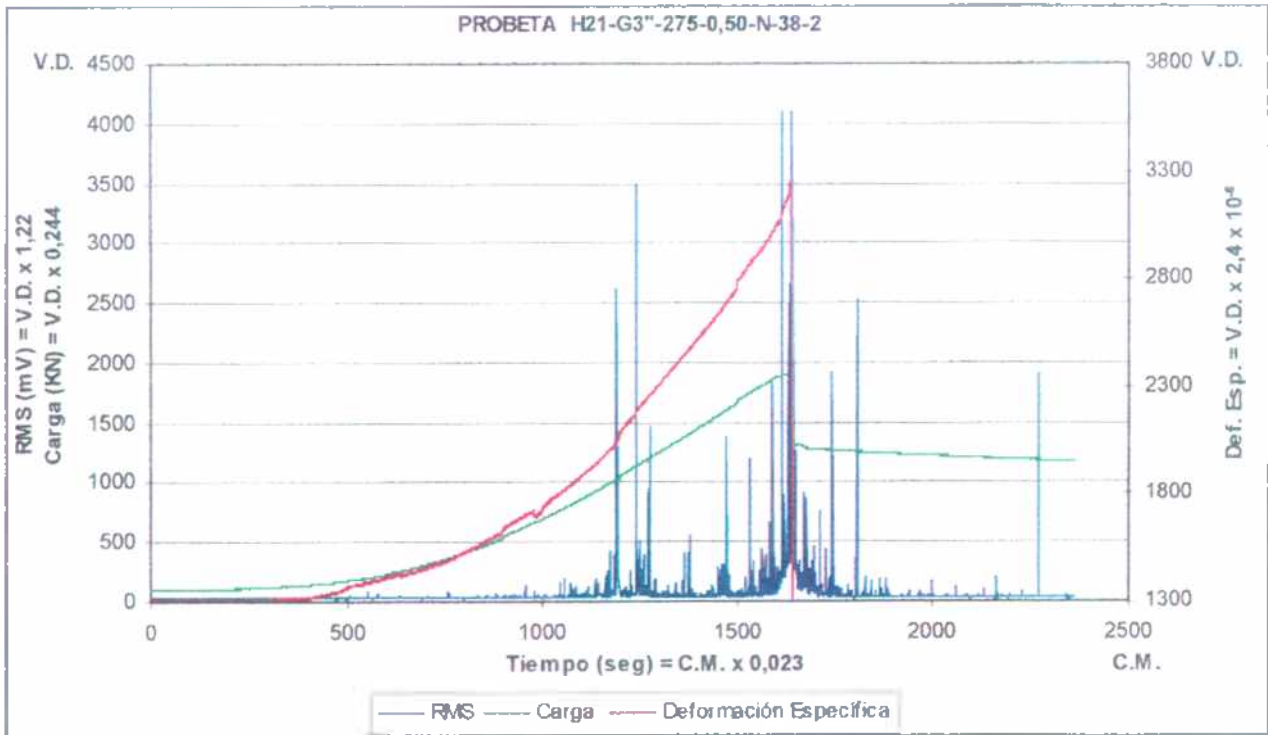


Figura N° IV.2 Gráfica RMS, Carga y Def. Específica en función del tiempo. H21-G3''-275-0,50-N-38-2

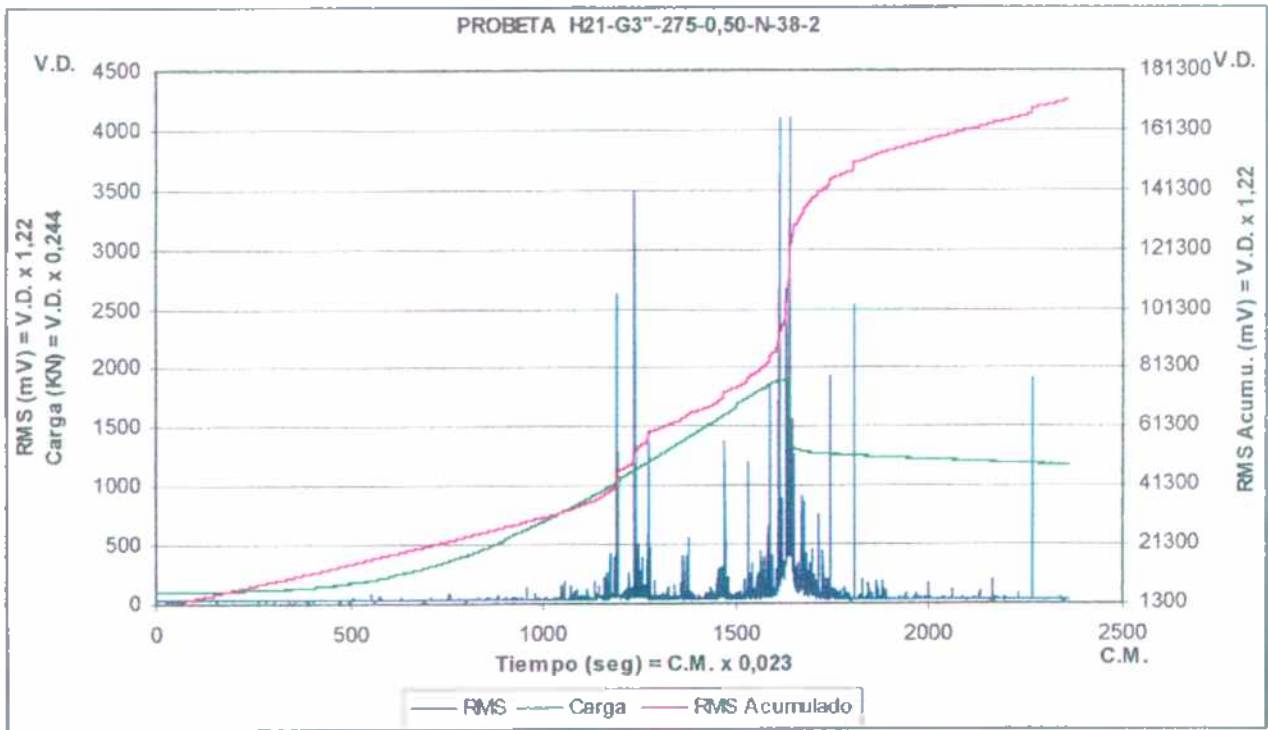


Figura N° IV.3 Gráfica RMS, Carga y RMS acumulado en función del tiempo. H21-G3''-275-0,50-N-38-2

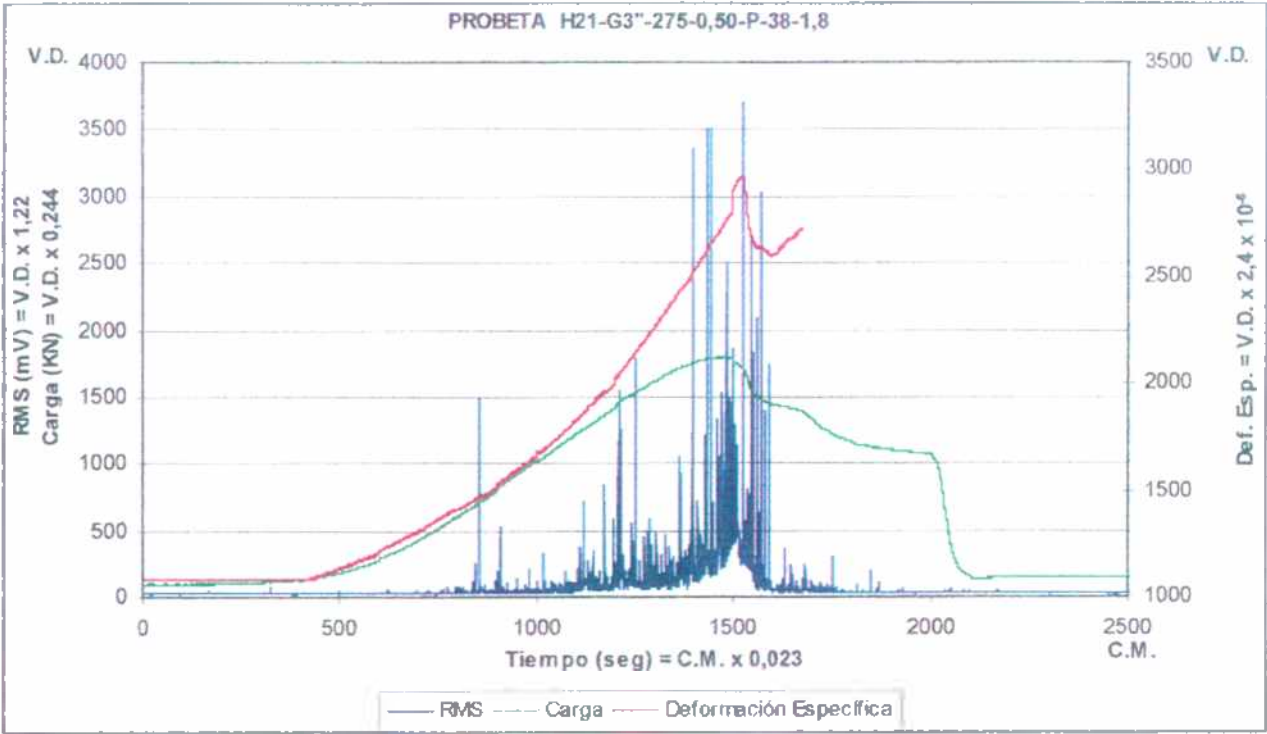


Figura N° IV.4 Gráfica RMS, Carga y Def. Específica en función del tiempo. H21-G3"-275-0,50-P-38-1,8

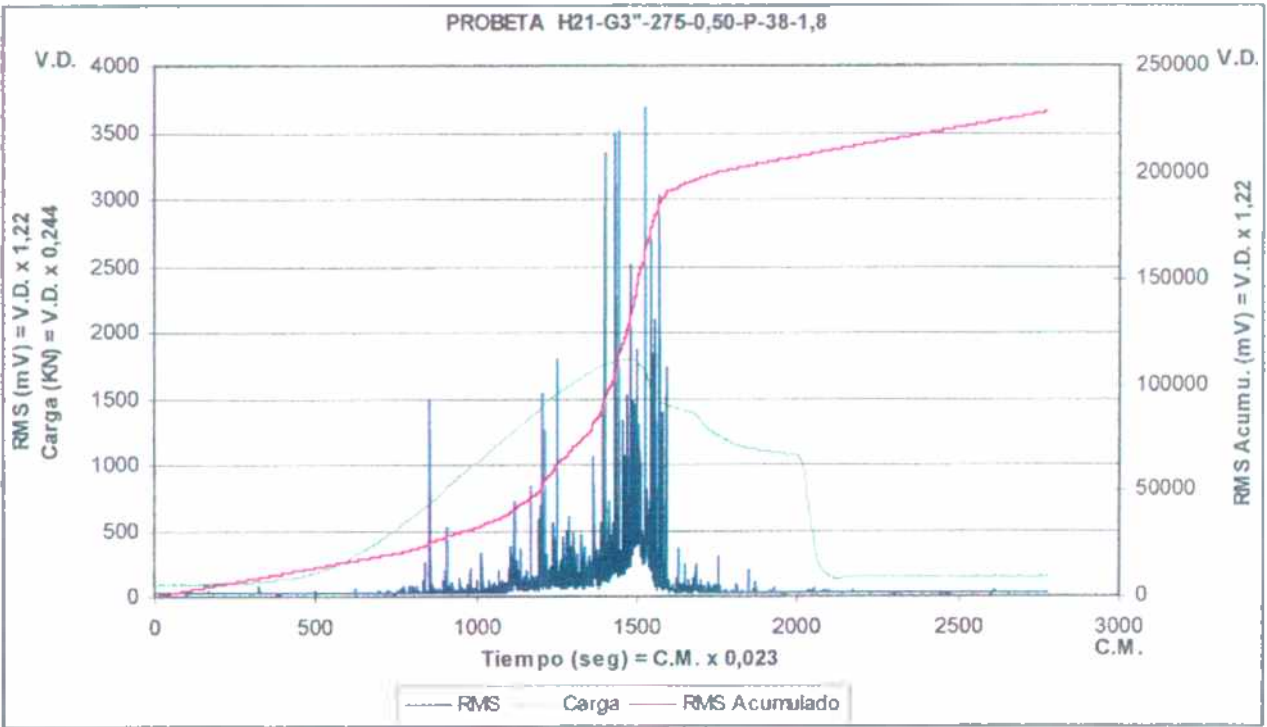


Figura N° IV.5 Gráfica RMS, Carga y RMS acumulado en función del tiempo. H21-G3"-275-0,50-P-38-1,8

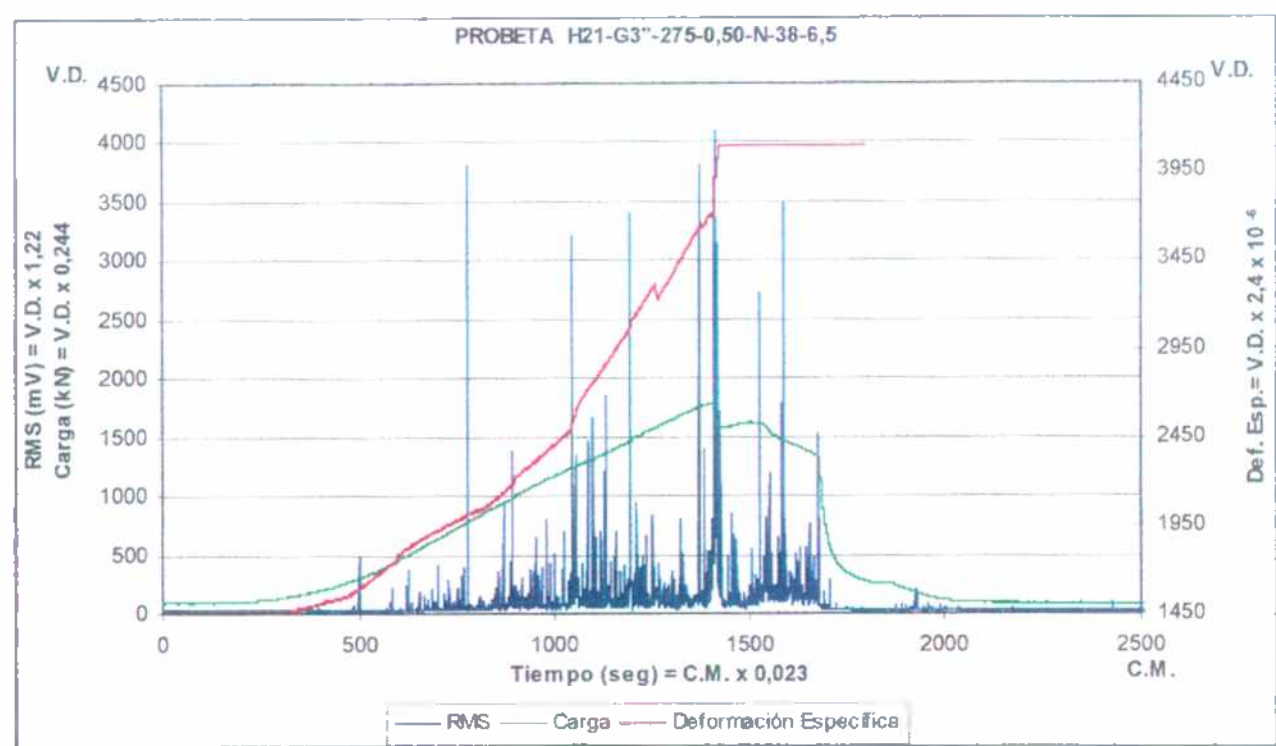


Figura N° IV.6 Gráfica RMS, Carga y Def. Específica en función del tiempo. H21-G3''-275-0,50-N-38-6,5

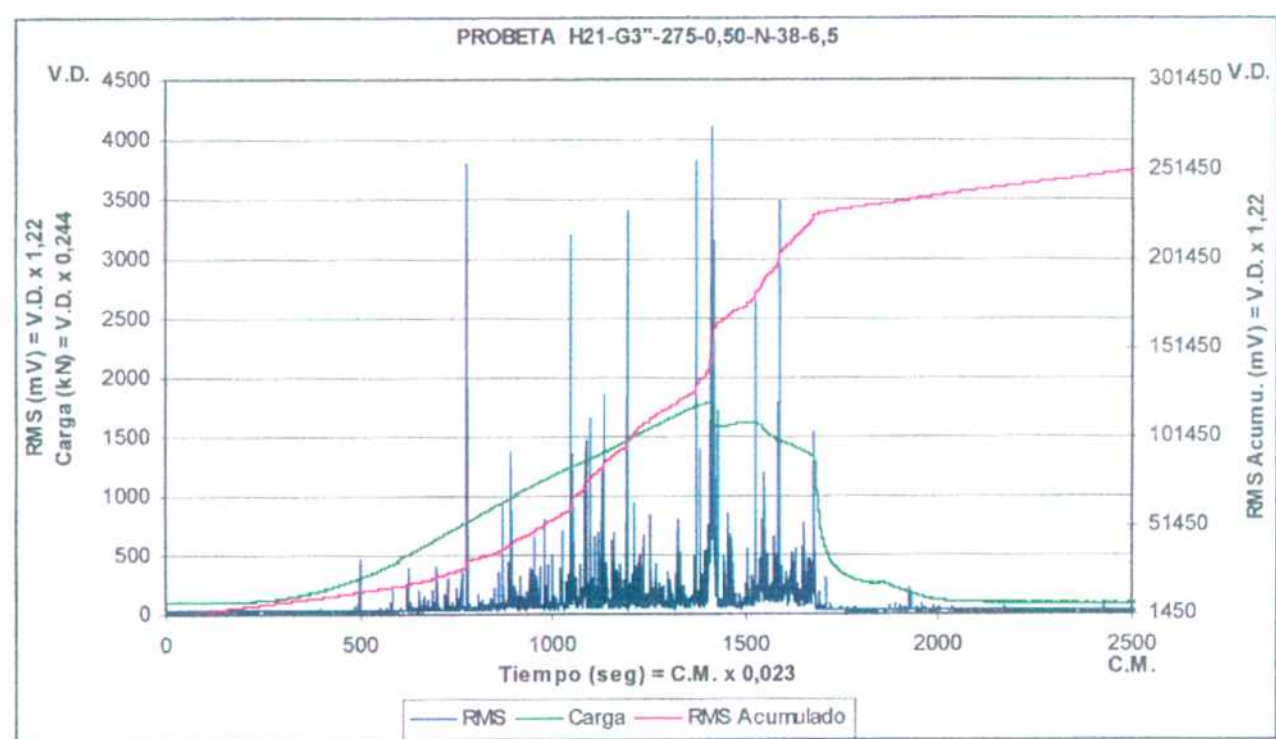


Figura N° IV.7 Gráfica RMS, Carga y RMS acumulado en función del tiempo. H21-G3''-275-0,50-N-38-6,5

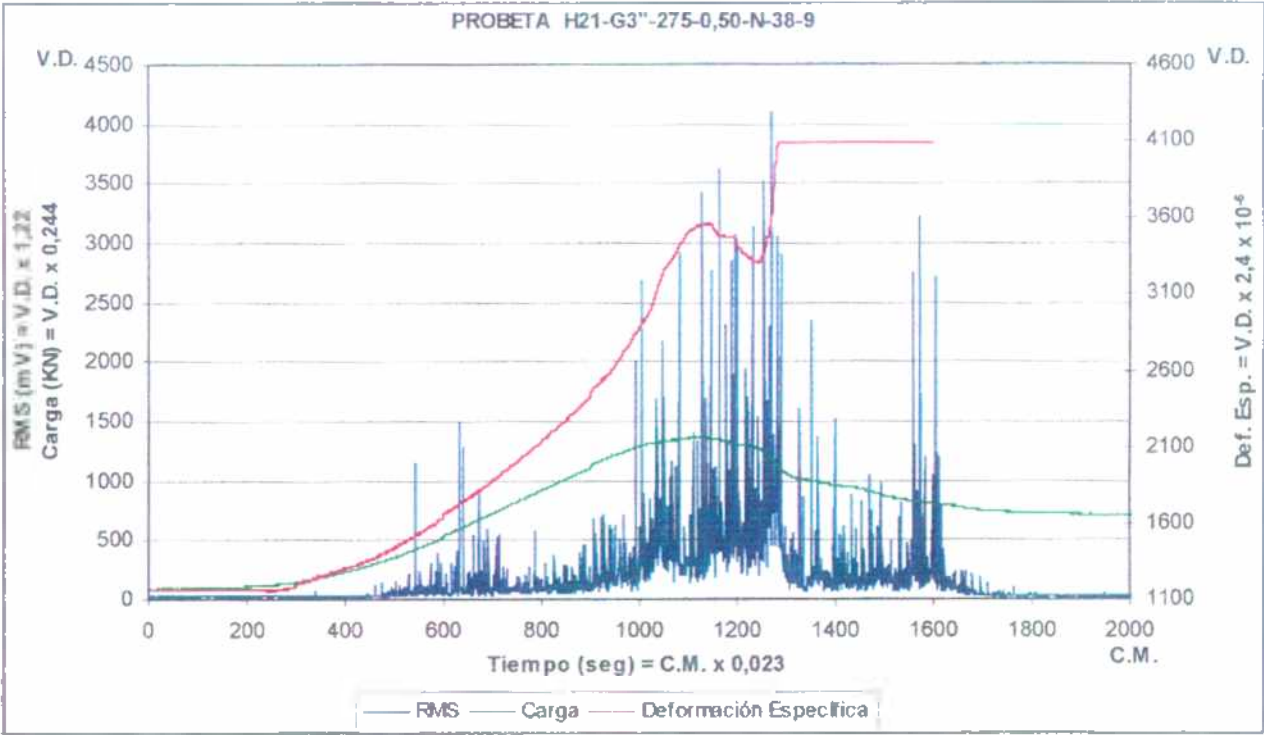


Figura N° IV.8 Gráfica RMS, Carga y Def. Específica en función del tiempo. H21-G3"-275-0,50-N-38-9

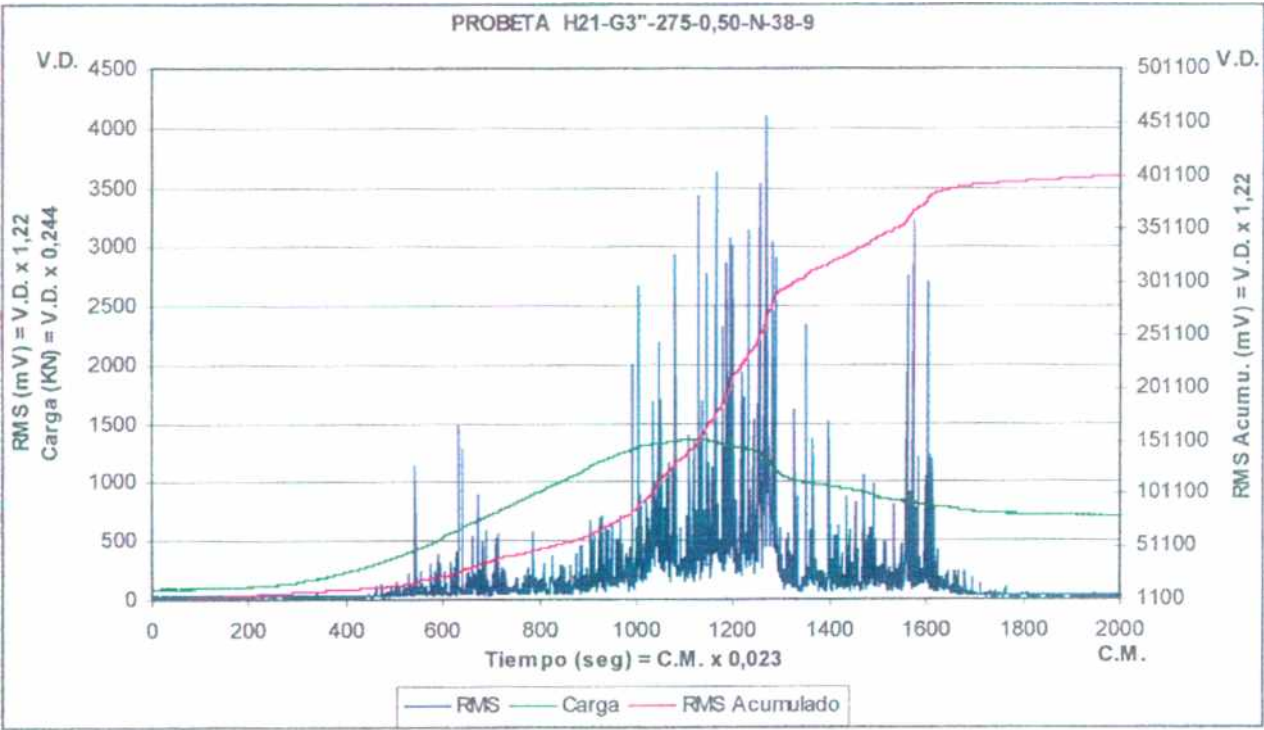


Figura N° IV.9 Gráfica RMS, Carga y RMS acumulado en función del tiempo. H21-G3"-275-0,50-N-38-9

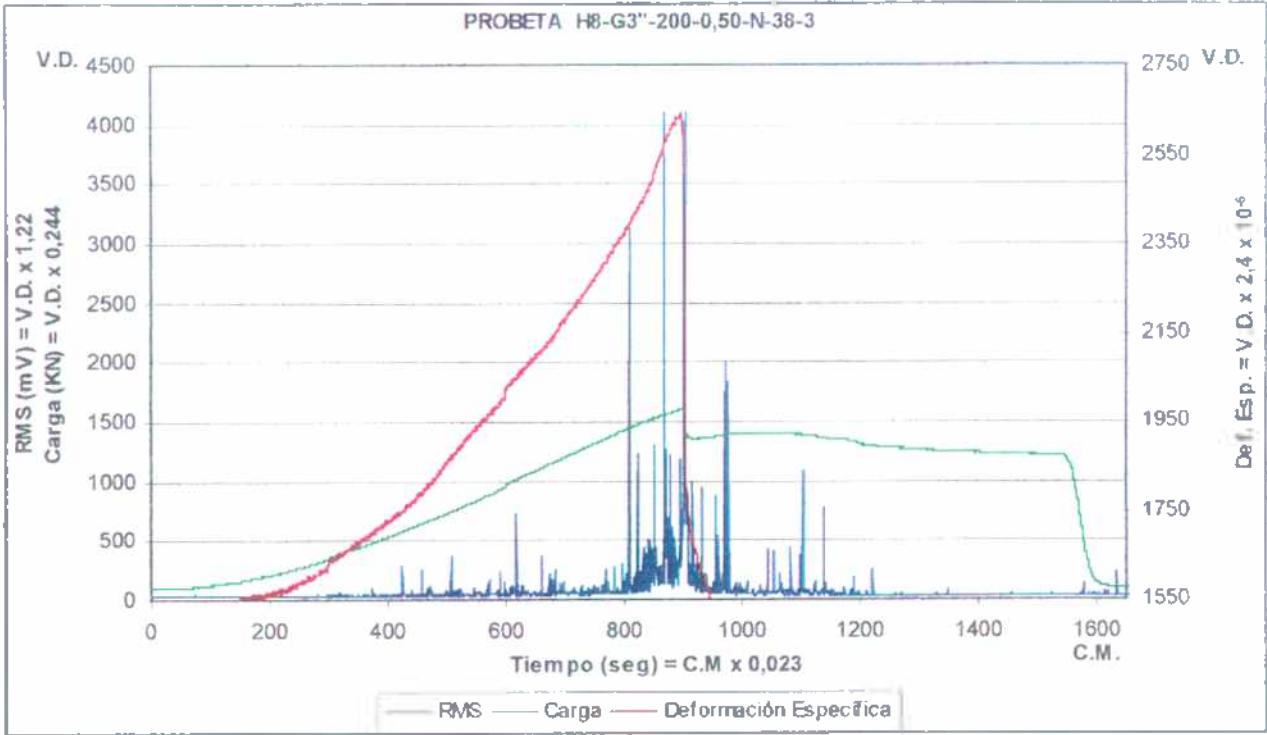


Figura N° IV.10 Gráfica RMS, Carga y Def. Específica en función del tiempo. H8-G3''-200-0,50-N-38-3

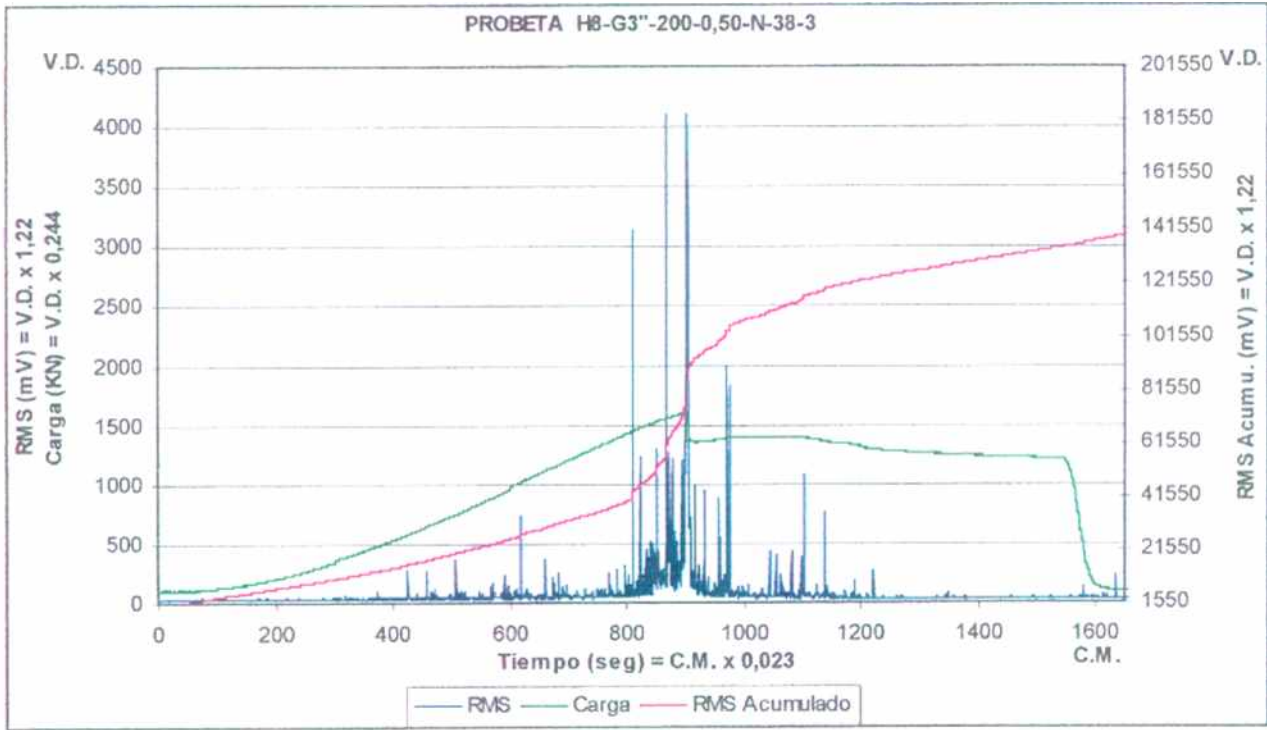


Figura N° IV.11 Gráfica RMS, Carga y RMS acumulado en función del tiempo. H8-G3''-200-0,50-N-38-3

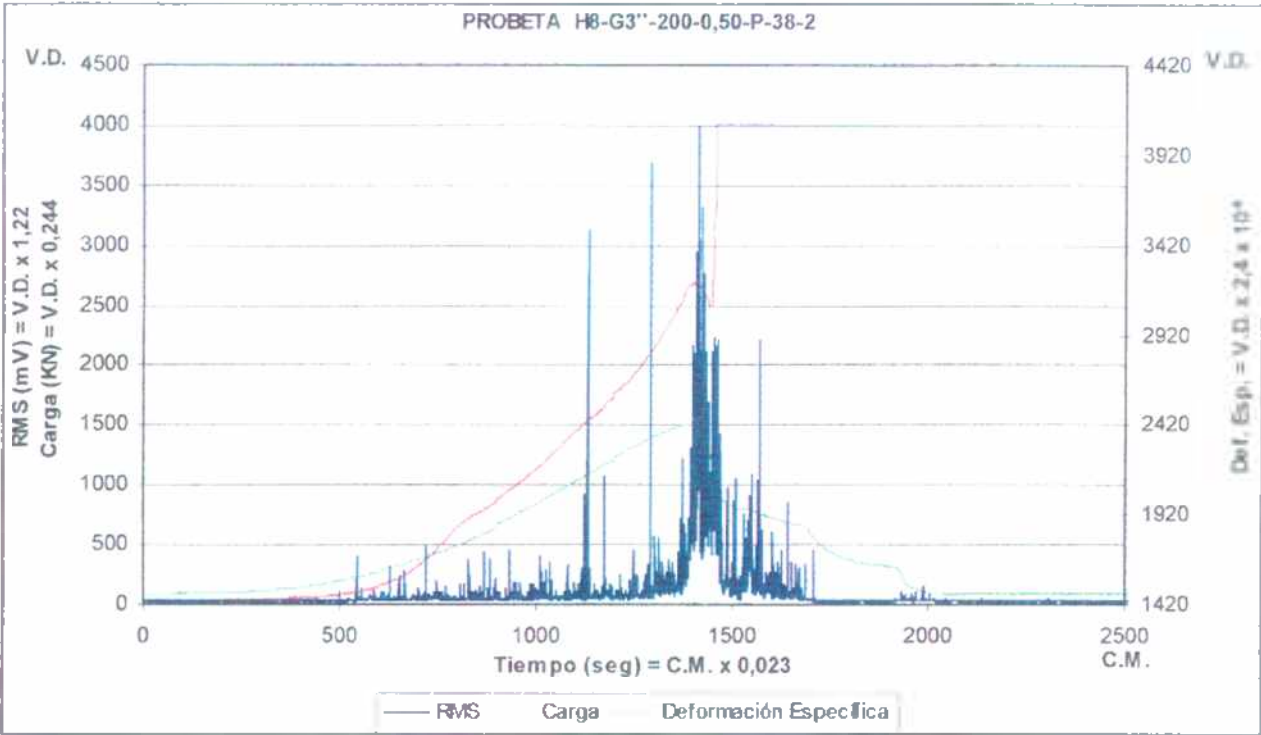


Figura N° IV.12 Gráfica RMS, Carga y Def. Específica en función del tiempo. H8-G3''-200-0,50-P-38-2

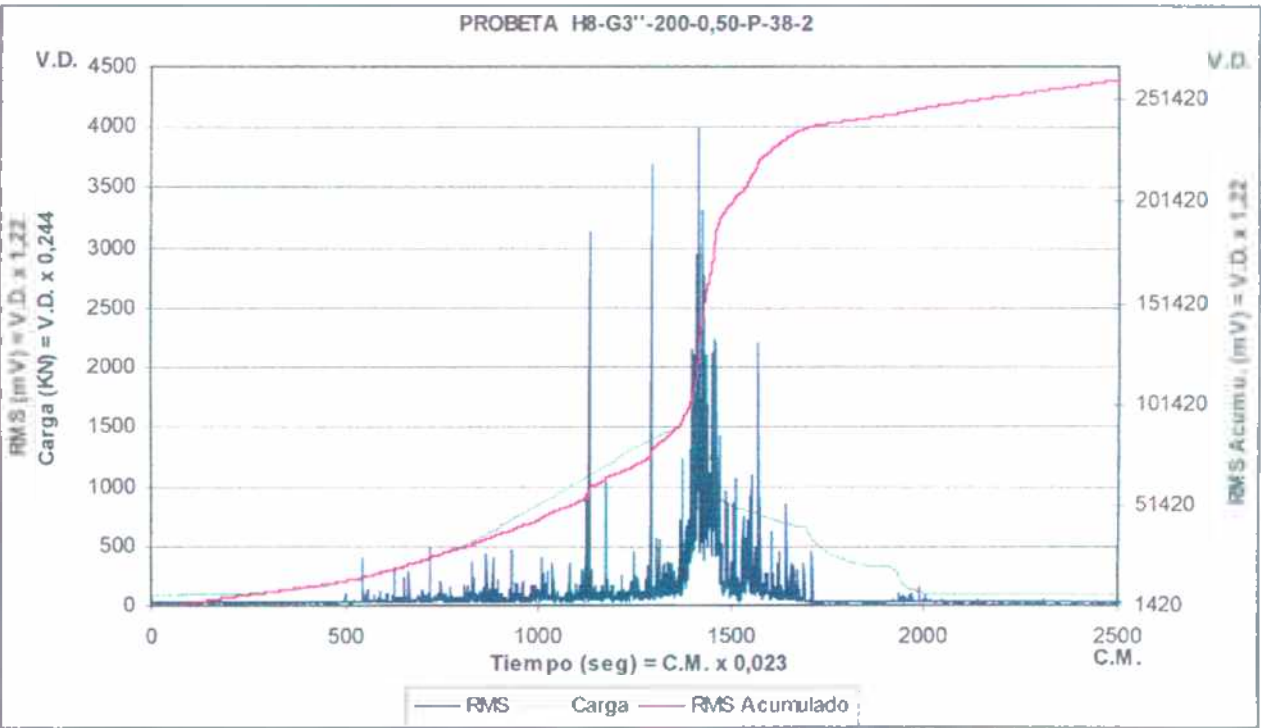


Figura N° IV.13 Gráfica RMS, Carga y RMS acumulado en función del tiempo. H8-G3''-200-0,50-P-38-2

IV.4.- CRITERIO ADOPTADO EN LA DETERMINACIÓN DE LA CARGA CORRESPONDIENTE AL INICIO DEL RMS

Efectuado el registro de las variables de estudio se observó en las gráficas que el RMS se percibía a partir de un determinado valor de carga y tiempo de ensayo.

Las primeras observaciones tendieron a considerar este valor de tensión como el valor que generaba la propagación inicial de las fisuras preexistentes en el hormigón.

Si consideramos este criterio veremos que la propagación de fisuras se produce alrededor del 25 % de la carga final de rotura. Sin embargo, este valor "visible" inicial no siempre poseía el mismo valor de tensión.

Fue entonces que se hizo una revisión mas minuciosa de los valores numéricos del RMS registrado y se observó que desde el inicio del proceso de la carga existía un registro bajo en unidades digitales de RMS, que a medida que aumentaba la carga se hacia cada vez más intenso.

Por otro lado era lógico pensar que para cargas tan pequeñas como el 2, 5 o 10 % de la carga de rotura tuviéramos fisuras en propagación, más bien podía pensarse en que tales valores provenían de la presencia de ruidos externos que siempre los hay.

Hechas estas observaciones, la pregunta era, cual será el valor de tensión o RMS representativo de la propagación inicial de las fisuras.

Esta incógnita se mantuvo hasta el momento en que de la literatura se develó que estudios realizados por Laurence J. Jacobs (20) en el Georgia Institute of Technology determinaron que la emisión acústica de una fisura en propagación en el hormigón es equivalente a la emisión producida por la fractura de una mina de lápiz de dureza HB y de diámetro 0,5 mm.

Tomando este concepto se procedió a la realización de tal experimento produciendo la rotura de una mina de lápiz de las características mencionadas, en diversos puntos de la superficie de la probeta de hormigón, inclusive en el plato metálico del cabezal móvil de la máquina de ensayo.

Las fracturas de mina de lápiz efectuadas sobre la superficie de la probeta dieron valores de tensión que variaban entre 95 y 105 mV, mientras que la rotura de las minas en el plato no eran auscultadas por el sensor adherido a la probeta.

De esta experiencia se adoptó como valor de energía (RMS) correspondiente a la propagación inicial de las fisuras, 100 mV.

Ahora sí se tenía un valor cuantitativo de referencia a partir del cual se consideraría el inicio de la fisuración en el hormigón y que además coincidía prácticamente con el grueso de los valores de tensión registrados en las gráficas.

Con este criterio se analizaron las 24 probetas ensayadas y se obtuvieron los valores que se indican en la tabla IV.5.

Pastón	Probeta Nº	Carga Rotura (Kg)	RMS (U.Digitales)	RMS (mV)	Carga inicio RMS (Kg)	Porcentaje (%)
H21-G"3-275-0,50-N-38	2	45540	88	107	8900	20
	3	46250	372	454	9847	21
	5	51500	214	261	12667	25
	6	50500	178	217	11550	23
H21-G"3-275-0,50-P-38	13	43500	85	104	13600	31
	14	42000	82	100	11980	29
	17	40700	99	121	11460	28
	18	39000	115	140	12050	31
H21-G"3-275-0,50-N-38	25	42650	94	115	12300	29
	26	43250	96	117	10080	23
	27	45000	342	417	12342	27
	28	44000	132	161	9143	21
H21-G"3-275-0,50-N-38	37	32350	115	140	9580	30
	38	32200	111	135	7422	23
	39	33100	82	100	8180	25
	40	32000	200	244	8525	27
H8-G"3-200-0,50-N-38	49	38500	99	121	11800	31
	50	43000	230	281	13400	31
	51	47350	180	220	13825	29
	52	46600	106	129	12618	27
H8-G"3-200-0,50-P-38	61	40200	88	107	12248	30
	62	36250	94	115	6690	18
	63	29700	82	100	6325	21
	64	30800	147	179	6550	21

Tabla N° IV.5 Porcentajes de inicio del RMS en relación a la carga de rotura

En la figura IV.14 se puede observar la variación del porcentaje del inicio de la emisión acústica con respecto a la carga

Los marcadores en color rojo corresponden a las probetas números 2, 3, 5 y 6 del pastón H21-G"3-275-0,50-N-38-2. Los marcadores en color azul oscuro corresponden a las probetas números 13, 14, 17 y 18 del pastón H21-G"3-275-0,50-P-38-1,8. Los marcadores en color verde corresponden a las probetas números 25, 26, 27 y 28 del pastón H21-G"3-275-0,50-N-38-6,5. Los marcadores en color fucsia corresponden a las probetas números 37, 38, 39 y 40 del pastón H21-G"3-275-0,50-N-38-9. Los marcadores en color turquesa corresponden a las probetas números 49, 50, 51 y 52 del pastón H8-G"3-200-0,50-N-38-3. Los marcadores en color azul corresponden a las probetas números 61, 62, 63 y 64 del pastón H8-G"3-200-0,50-P-38-1,8.

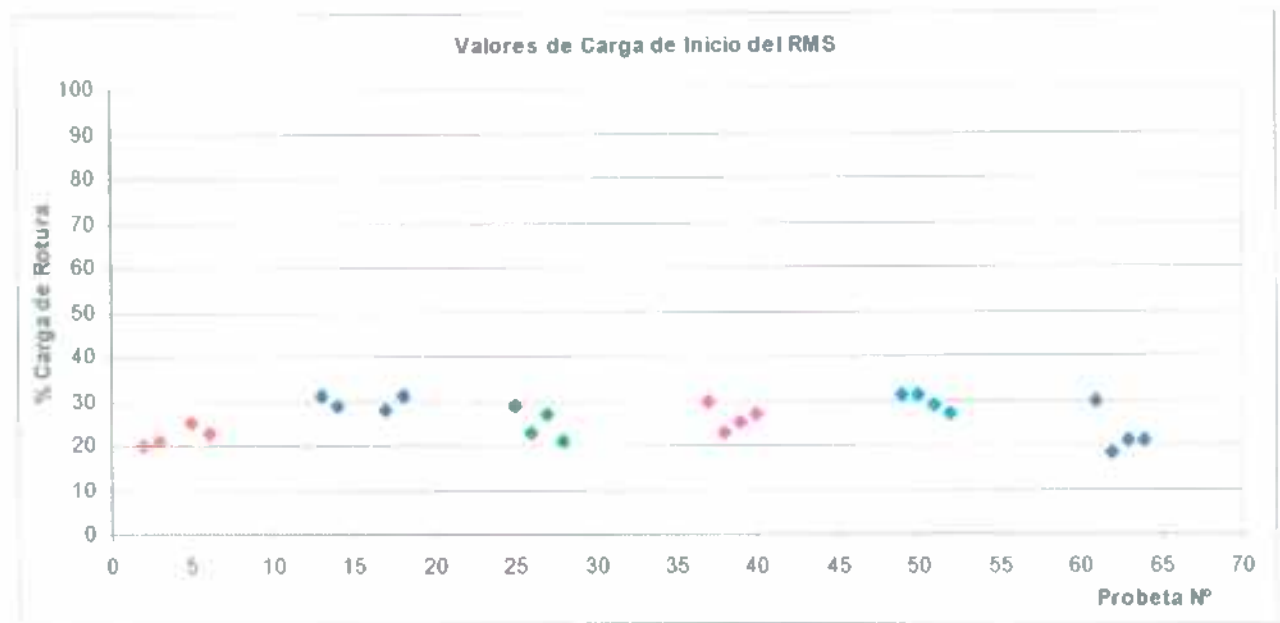


Figura N° IV.14 Gráfico de la variación porcentual de la carga de inicio del RMS en relación al la carga última de rotura

La discusión y conclusiones de estos resultados se muestran en el capítulo V.

IV.5.- Búsqueda de parámetros de diseño a partir del RMS

Dado que el RMS es un parámetro representativo del estado de fisuración interna del hormigón, parece posible que efectuando un análisis del mismo obtengamos resultados que nos permitan tener la posibilidad de fijar algún parametro para el diseño de los hormigones teniendo en cuenta el estado de fisuración interna del material, esto es, los elementos básicos considerados en la Mecánica de Fractura del Hormigón.

Con este fin se pensó en obtener gráficas similares a las anteriores incorporandoles el RMS Acumulado. Además se amplió en detalle la zona a utilizar para el análisis que cuya extensión va concretamente desde el inicio hasta la rotura y se trazaron las tangentes al tramo inicial y final de la curva RMS Acumulado en función del tiempo. A continuación se presentan los resultados dejándose su discusión y conclusiones para el capítulo V.

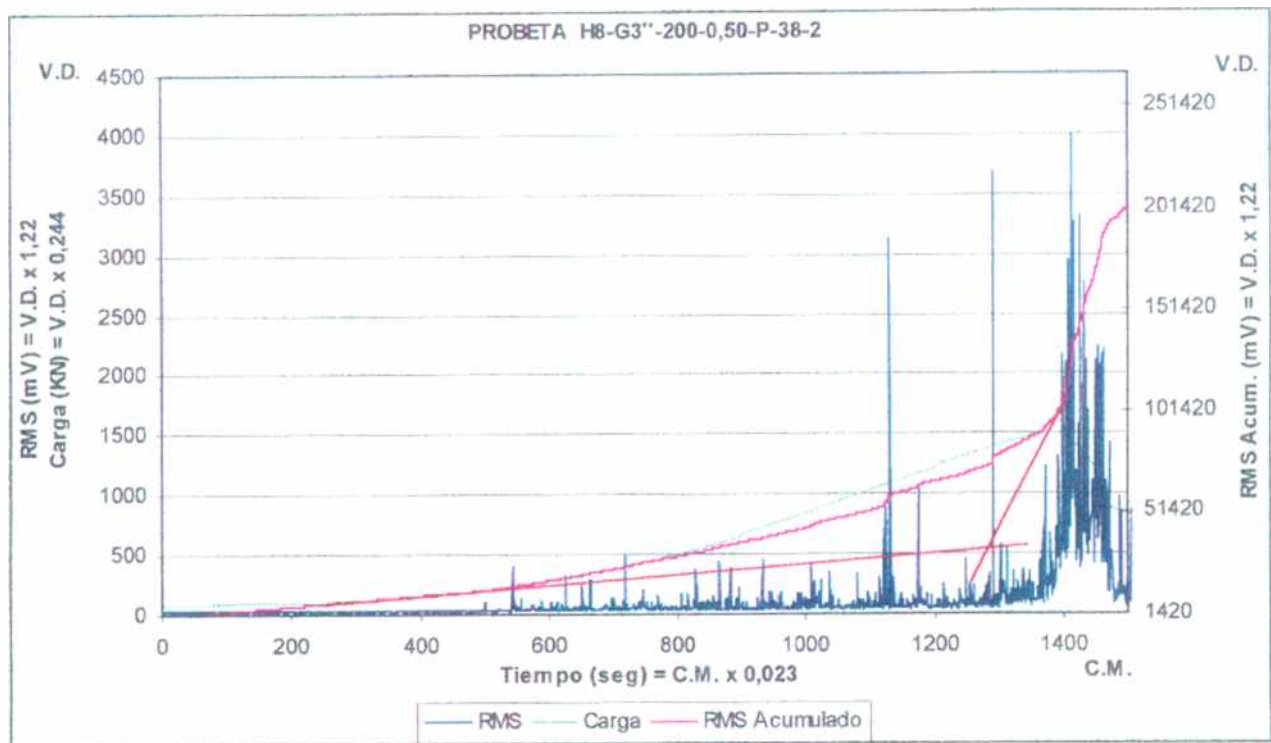


Figura N° IV.15 RMS, Carga y RMS acumulado en función del tiempo. H21-G3''-275-0,50-N-38-2

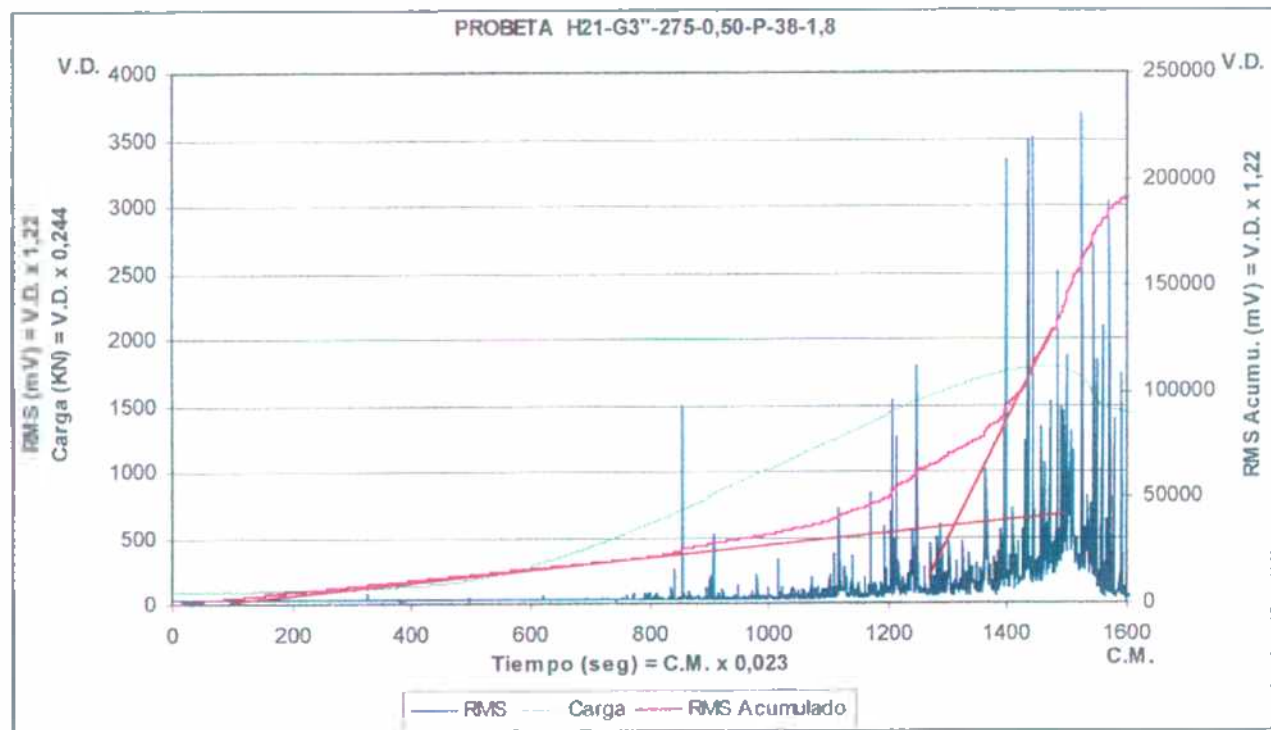


Figura N° IV.16 RMS, Carga y RMS acumulado en función del tiempo. H21-G3''-275-0,50-P-38-2

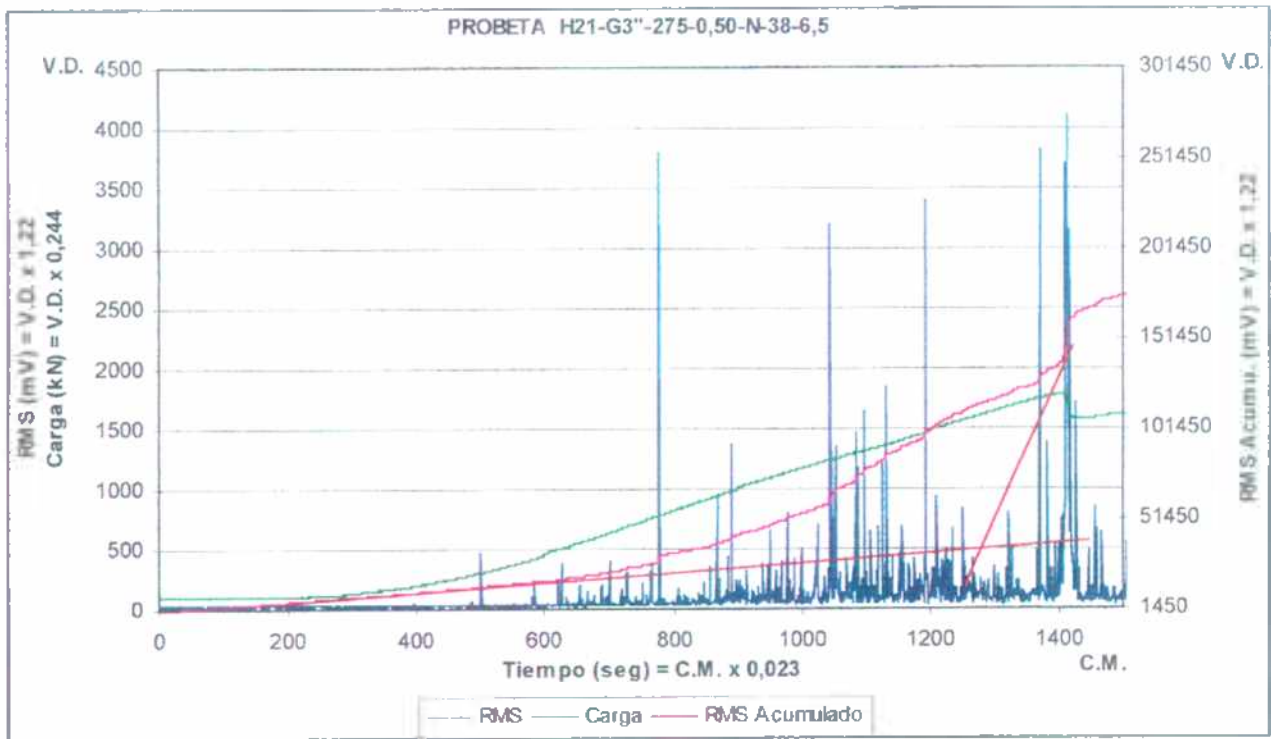


Figura N° IV.17 RMS, Carga y RMS acululado en función del tiempo. H21-G3''-275-0,50-N-38-6,5

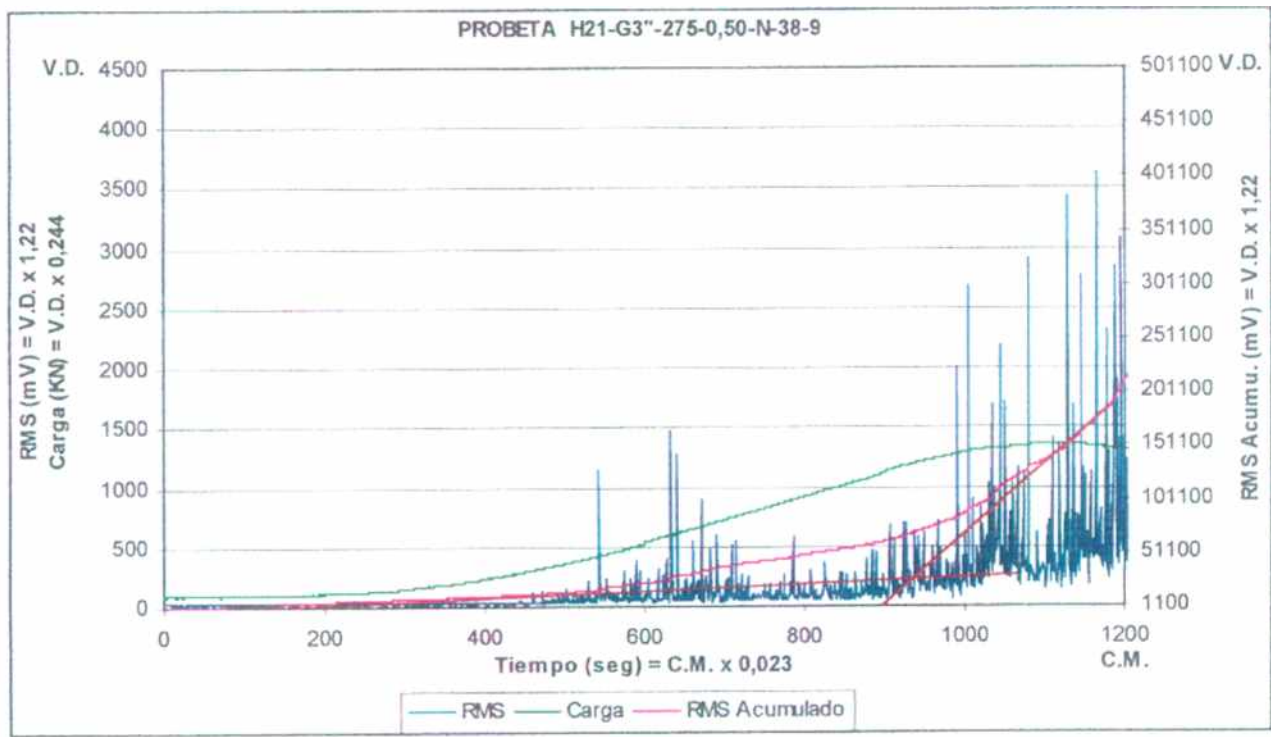


Figura N° IV.18 RMS, Carga y RMS acululado en función del tiempo. H21-G3''-275-0,50-N-38-9

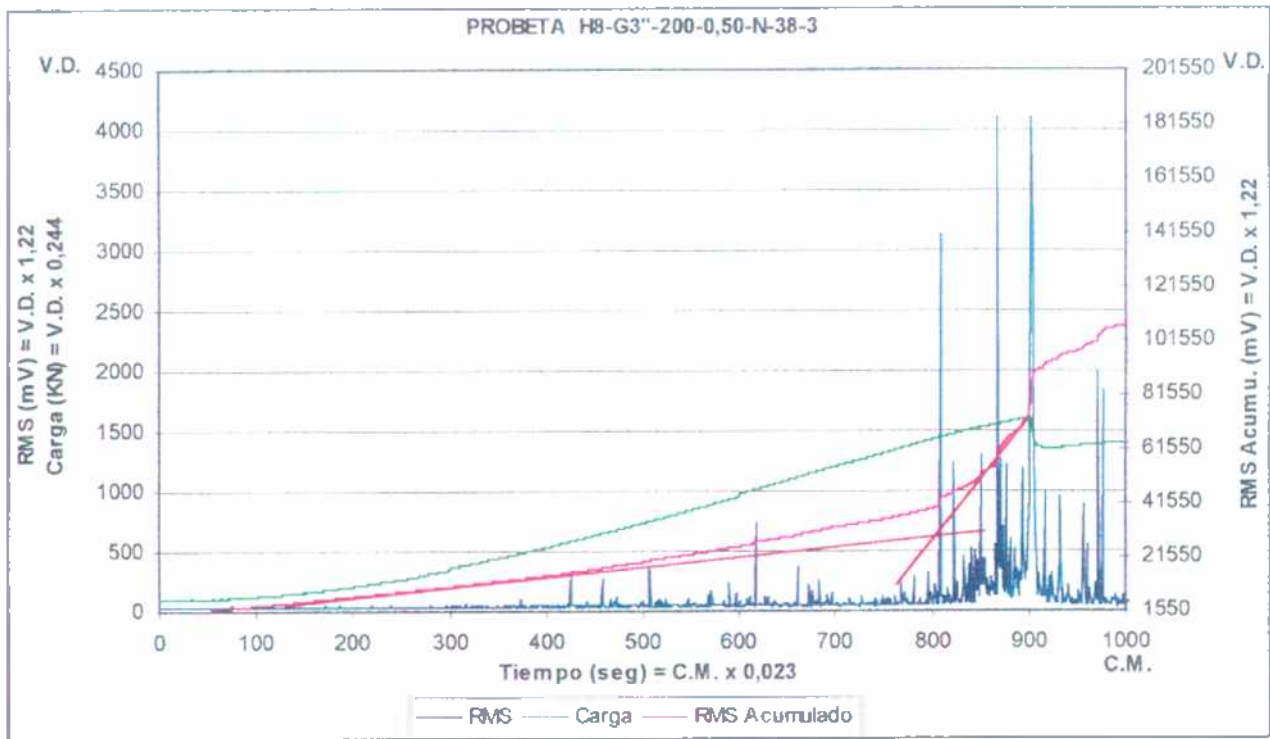


Figura N° IV.19 RMS, Carga y RMS acumulado en función del tiempo. H21-G3''-200-0,50-N-38-3

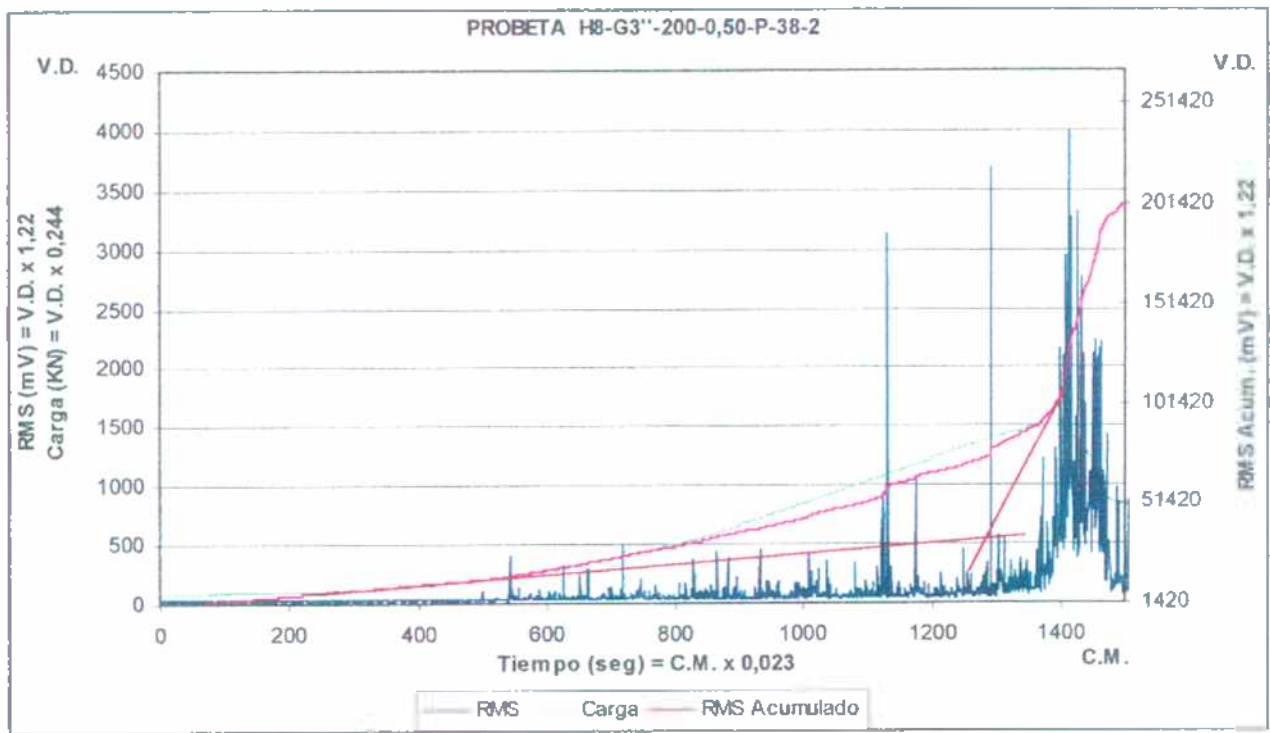


Figura N° IV.20 RMS, Carga y RMS acumulado en función del tiempo. H21-G3''-200-0,50-P-38-2

CAPITULO V

DISCUSION Y CONCLUSIONES

V.1.- DISCUSION

En el Capítulo I vimos los conceptos básicos sobre los hormigones y la emisión acústica y también las características de la mecánica de fractura de estos materiales sometidos a compresión uniaxial.

En el Capítulo III se puede ver los pasos realizados para el diseño de hormigones de determinadas características y la selección de los seis pastones de análisis.

En el Capítulo IV se presentan los resultados obtenidos sobre probetas representativas de cada uno de los hormigones de estudio y además se propone un criterio para determinar la iniciación de las fisuras y también se sugiere el método de las tangentes con el fin de establecer un método alternativo de diseño. El objetivo fundamental de este capítulo es estudiar, analizar y correlacionar los mismos para obtener conclusiones. Con este fin se hará un análisis del proceso de fractura del hormigón y se lo correlacionará con los resultados obtenidos de los ensayos de las probetas seleccionadas para la realización de este trabajo.

V.1.1. Generación y propagación de fisuras en el hormigón

El hormigón es un material compuesto en el cual durante el proceso de fraguado y endurecimiento se generan fisuras en la interfase entre la matriz y el agregado debido a la diferencia de rigideces que existe entre ambos elementos y a cambios diferenciales de volumen entre el agregado y la matriz durante la hidratación y el secado. Pero esa diferencia de rigideces existe también entre la matriz y los poros o burbujas de aire natural o intencionalmente incorporado, por lo que también se generaran fisuras en la interfase entre la matriz y los poros. De manera que tendremos fisuras en la matriz, fisuras en la interfase matriz-agregados y fisuras en la interfase matriz-poros de aire. Lo expuesto puede observarse en la figura V.1.

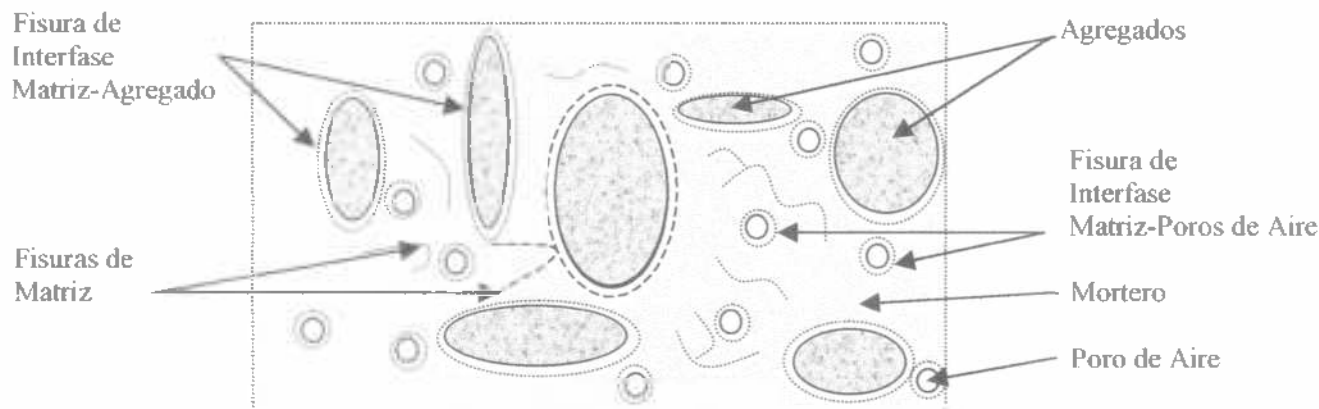


Figura V.1 Esquema de Fisuras de Matriz, Fisuras de Interfase Matriz-Agregado y Fisuras de Interfase Matriz-Poros de Aire

Según vimos en la mecánica de fractura del hormigón el inicio de la propagación de fisuras se produce a una carga aproximadamente igual al 30 % de la carga de rotura, en la interfase de la matriz y los agregados o en la interfase de la matriz y los poros, generándose un modelo discreto de fisuración en la masa del hormigón. A un valor de carga de aproximadamente el 70 % de la carga de rotura comienzan a propagarse las fisuras de la matriz las que coalescen con las de interfase generándose un modelo de fisuración continuo en la masa de hormigón. Estos conceptos se cumplen para los hormigones normales y también para los especiales con la diferencia de que en estos últimos puede haber una propagación de fisuras hacia el interior de los agregados.

De los resultados obtenidos de los ensayos y que se resumen en la tabla IV.5 y figura N° IV. 14, podemos observar que la emisión acústica nos indica un comienzo de propagación de fisuras para porcentajes que varían entre un 20 a un 30 % de la carga máxima o de rotura. Esto nos demuestra una coincidencia absoluta con los valores predictivos de la mecánica de fractura del hormigón.

Por otro lado, puede observarse en cada uno de los ensayos que la máxima emisión acústica se produce a valores de carga próximos al de rotura donde la propagación de fisuras es masiva. También existe una perfecta coincidencia entre el máximo valor de emisión acústica expresada en mV con la carga máxima alcanzada expresada en KN y con el momento en que se produce la fractura del hormigón.

Del análisis de los resultados obtenidos para las probetas: N°2, figura IV.2; N°13, figura IV.4; N°49, figura IV.10 y N°67, figura IV.12, hormigones del tipo H21 los dos primeros y H8 los dos segundos, ambos hormigones normales con contenidos de aire naturalmente incorporado, se puede observar perfectamente, además del inicio de la propagación de fisuras, la presencia de los dos modelos predichos por la mecánica de fractura. El modelo discreto que comienza con la propagación de las primeras fisuras en las interfases a valores de carga entre un 20 a un 30 % de la carga de rotura se presenta por medio de una emisión acústica tenue. La misma se extiende hasta valores entre el 70 y el 80 % de la carga de rotura donde se observa el incremento de la emisión como consecuencia de una fisuración masiva, este es el comienzo del modelo continuo.

Del estudio acústico de las probetas antes mencionadas se observa también que el hormigón elaborado con cemento normal presenta una emisión más leve que el hormigón elaborado con cemento puzolánico tanto para el caso del tipo H21 como para el tipo H8. Sin embargo en ambos hormigones se observa un desarrollo de fisuras parecido.

Las probetas con contenidos de aire intencionalmente incorporado presentan características acústicas en partes similares y en partes distintas a las anteriores. La similitud esta dada por el inicio de la emisión que se produce también a cargas que varían entre un 20 a un 30 % de la carga de rotura, esto es, el inicio del modelo discreto de propagación de fisuras.

La diferencia, altamente manifiesta, está en la cantidad de emisión acústica generada que es mayor para las probetas con contenido de aire intencionalmente incorporado de 6,5 % y mayor aún para las probetas con un 9 % de aire.

Esto ha sido interpretado de la siguiente manera. La incorporación de aire por medio de aditivos se traduce en una mayor cantidad de poros microscópicos. Este aumento de poros representa un incremento de superficies de interfases que a su vez incrementa el número de fisuras de interfase reduciendo la resistencia del hormigón como se observa en la tabla N° IV.4. De

esta manera, a mayor contenido de aire incorporado mayor cantidad de fisuras de interfase y esto se traduce en un mayor número de fisuras que comienzan a propagarse en el modelo discreto y que por lo tanto coalescen rápidamente con las fisuras de la matriz adelantándose el modelo continuo de propagación de fisuras.

Esto mismo se observa con claridad en la probeta N° 26 que posee un 6,5 % de aire intencionalmente incorporado y en la probeta N° 38 que posee un 9 % de aire intencionalmente incorporado. En ambos ensayos se observa como el modelo continuo se adelanta al modelo discreto alcanzándose el mismo a cargas que varían entre el 50 al 60 % de la carga de rotura. Estos resultados corroboran el mecanismo de generación y propagación de fisuras predicho por la mecánica de fractura. También en estas probetas se observa una mayor densidad de registros de RMS como era de esperarse teniendo en cuenta el incremento de fisuras de interfase producidas por el incremento de interfases con la incorporación de aire.

V.I.2. Criterio de diseño a partir del estado de fisuración interna del hormigón

Los criterios tradicionales de diseño de hormigones tiene como parámetro de referencia a la tensión característica de rotura designada como σ'_{bk} , calculada en base a los valores de resistencia a compresión simple de probetas cilíndricas. Del presente trabajo se observa que mucho antes de llegar a los valores máximos de carga de rotura el hormigón presenta un estado de fisuración interno y consecuentemente un estado de degradación que hace que el mismo no deba considerarse con capacidad resistente.

Como sabemos, lo que lleva al hormigón a la fractura final es la propagación continua de fisuras definido anteriormente como el Modelo Continuo. De manera que la verdadera resistencia del hormigón está dada por su capacidad de arrestamiento de las fisuras o lo que es lo mismo por su resistencia a la propagación de fisuras.

Dado que el RMS instantáneo nos indica el estado de activación de las fisuras en un tiempo dado, el RMS acumulado nos indicará las variaciones de los incrementos de propagación de las fisuras. Es así como en una primera etapa donde las fisuras que se propagan son de interfase, modelo discreto, el RMS acumulado está representado por una curva de pequeña pendiente, aproximadamente constante. En el momento en que comienza a producirse una propagación masiva de las fisuras, modelo continuo, el incremento del RMS es considerable y se detecta fácilmente en el registro del RMS acumulado, dado que la curva aumenta su pendiente progresivamente hasta alcanzar los valores máximos en el tramo final que conduce a la fractura del hormigón.

Quedan definidas de esta manera dos pendientes. Una al comienzo de la curva del RMS acumulado en función del tiempo y la otra al final de la mencionada curva.

Trazadas dichas pendientes se observó que las mismas se interceptan en puntos cuyos valores de carga correspondientes, en % en relación a la carga de rotura, son repetitivos en la mayoría de los ensayos.

En las figuras números IV.15, IV.16, IV.17, IV.18, IV.19 y IV.20, correspondiente a los ensayos representativos de los diferentes diseños de hormigón, se pueden observar el trazado de las pendientes y los valores de carga correspondientes a tales puntos.

Se observa que, la intersección de las rectas tangentes al comienzo y al final (tramo final antes de la rotura) de la curva del RMS acumulado en función del tiempo corresponde a valores de carga entre un 85 a 90 % del valor de la carga de rotura.

Otra feliz coincidencia se observa en el hecho de que el mencionado punto de intersección se corresponde con la zona del incremento masivo de propagación de fisuras representado en la gráfica por un incremento en la densidad del registro del RMS. Este punto se encuentra próximo al inicio del modelo continuo de propagación de fisuras por lo tanto la carga correspondiente podría considerarse como una *carga crítica* representativa de un valor de carga que lleva al hormigón hasta un estado de fisuración interna próximo al correspondiente al modelo continuo pero sin entrar en él considerablemente, por lo que de esta manera nos aseguráramos que el estado de fisuración interna en el hormigón para valores de carga inferiores a esta carga crítica provocan fisuras que son detenidas por la resistencia intrínseca del hormigón. Tenemos entonces un modo de definir un valor de carga crítica para el cual el estado de degradación no es significativo.

Si bien los ensayos ejecutados son pocos como para establecer una ley del comportamiento de los hormigones y considerar el procedimiento descrito como un método confiable para el diseño de los hormigones teniendo en cuenta su resistencia a la propagación de las fisuras, no deja de ser alentador el mismo y con el transcurso del tiempo y el avance de estas incipientes investigaciones se llegará sin duda alguna a la convalidación de estos resultados obtenidos a partir de una técnica noble y generosa, la emisión acústica, única capaz de auscultar la generación y propagación de fisuras en el hormigón.

V.II.- CONCLUSIONES

Las conclusiones que podemos extraer del presente trabajo las podemos enumerar como sigue:

1. Los registros de RMS obtenidos con el sensor de banda ancha PAC WD, se presentan más sensibles a los ruidos que el sensor PAC R15 D, resonante en 150 KHz, sin embargo este último nos ha permitido obtener registros más limpios y continuos de la generación y propagación de los defectos, por lo que fue este el que se seleccionó para el registro del RMS en los ensayos.
2. Los registros acústicos del RMS nos indican que existe una importante generación y propagación de fisuras en el hormigón aún para cargas muy inferiores a la de rotura. La inspección visual de los testigos no permite la identificación de las fisuras, sin embargo, el estado de fisuración interna observado por medio de la emisión acústica y consecuentemente la degradación del material es evidente, a pesar de no poder cuantificarse hasta el momento.
3. Se propone como criterio de inicio del modelo discreto el valor de tensión de emisión acústica (RMS) correspondiente al valor de la rotura de la mina de lápiz en la superficie de la probeta.
4. El registro acústico de la propagación de fisuras comienza aproximadamente para cargas entre el 20 y el 30 % de la carga de rotura, en coincidencia con el comienzo del modelo discreto de propagación de fisuras, observándose una emisión de baja intensidad. Esto se observó para los seis tipos diferentes de hormigones investigados. Sin embargo se insinúan pequeñas diferencias entre las probetas correspondientes a hormigones normales y puzolánicos. Esto requeriría un estudio posterior con el objeto de efectuar un análisis estadístico con una mayor cantidad de ensayos.
5. Para cargas de aproximadamente un 70 a 80 % de la carga de rotura se produce un incremento de la intensidad de emisión acústica indicando la coalescencia de fisuras de interfase con fisuras de matriz, esto es, el comienzo del modelo continuo de propagación masiva de fisuras. Esta observación se hizo en los cuatro pastones en los cuales el contenido de aire fue el naturalmente incorporado, es decir en valores no superiores a un 3 %.
6. Para los dos pastones con aire intencionalmente incorporado se obtuvo una emisión acústica muy particular que caracterizó sin lugar a duda la presencia de este elemento en la masa de hormigón. Se observa una emisión acústica muy intensa para valores de carga entre el 50 y el 60 % de la carga de rotura, lo que indica una propagación masiva de fisuras prematura alcanzándose el modelo continuo anticipadamente. Esto está en perfecta coincidencia con el modelo de fisuración predicho por la mecánica de fractura, es decir, dado que existe una mayor cantidad de interfases lo que se traduce en una mayor cantidad de fisuras de interfase, las mismas se propagan y coalescen rápidamente con las fisuras de la matriz a través de toda la masa de hormigón.
7. El máximo valor de emisión acústica coincide con la carga máxima de rotura y con la fractura final del material.
8. Los hormigones elaborados con cemento normal presentan una emisión más tenue que los hormigones elaborados con cemento puzolánico tanto para el caso del tipo H21 como para el tipo H8. Sin embargo en ambos hormigones se observa un desarrollo de fisuras parecido.

9. El análisis del RMS acumulado nos brindará un método de diseño de hormigones que tiene en cuenta el estado de fisuración y por lo tanto el estado de degradación interna del hormigón a diferencia de los métodos clásicos que tienen en cuenta solamente los valores de resistencia en ensayos de compresión simple. Esto tiene una tremenda importancia dado que el diseño por medio del RMS nos estaría dando la capacidad cierta del hormigón de resistir a la propagación de fisuras. En los métodos clásicos el diseño de los hormigones toma en cuenta valores de resistencia ficticios puesto que mucho antes de que la probeta se rompa la degradación del hormigón por la propagación de fisuras es tan intensa que el mismo ya ha dejado de servir a los fines de su aplicación.
10. Para el caso de los hormigones con aire naturalmente incorporado, esto es los tipo I, II, V y VI, se puede obtener valores de diseño del hormigón en cuanto a la resistencia a la propagación de fisuras del siguiente modo: a la curva del RMS acumulado se le traza la tangente al tramo correspondiente al origen, luego se traza la tangente a la curva en el tramo correspondiente al incremento masivo de emisión que se corresponde con el inicio del modelo de fisuración continua. Donde se interceptan ambas tangentes se traza una recta vertical hasta cortar la curva de carga del ensayo y este valor de carga, denominado carga crítica, es el que se adopta como carga para la resistencia a la propagación de fisuras. Para el caso de estos hormigones las tangentes se interceptaban para valores entre el 85 y el 90 % de la carga de rotura.
11. El punto de intersección de ambas tangentes se corresponde aproximadamente con el inicio del modelo continuo de propagación de fisuras.
12. Para los hormigones con aire intencionalmente incorporado el trazado de las tangentes se interceptaba igualmente en puntos muy próximos al comienzo del modelo de propagación continua de fisuras, si embargo, la carga correspondiente de diseño dio alrededor del 80 al 85% de la carga de rotura. En algunos casos se producen importantes variaciones del RMS en el periodo correspondiente al modelo continuo, sin embargo no deben confundirse con los incrementos producidos en el tramo próximo a la carga de rotura.

Es importante destacar que si bien el trazado de la curva del RMS acumulado puede representar una importante herramienta para el diseño de los hormigones teniendo en cuenta principios de la mecánica de fractura, las investigaciones se encuentran en los primeros estadios y se requiere continuar realizando estudios y análisis estadísticos que confirmen los resultados obtenidos hasta el momento.

Con el desarrollo del presente trabajo se ha incursionado en una técnica de ensayo no destructiva que nos permite auscultar un material compuesto y bastante complejo como lo es el hormigón. Con el avance en el conocimiento del mismo, se pretende tener una técnica no destructiva que nos permita conocer la integridad de un hormigón a través del conocimiento del estado de degradación del mismo por medio del estudio de la actividad de las fisuras internas producidas tanto por el proceso de secado y fraguado como así también por efecto de la acción de cargas de tipo estática, como las del peso propio o sobrecargas y las del tipo dinámico, como las del sismo.

Finalmente, es importante mencionar también que la fabricación de los equipos, las adaptaciones realizadas, los dispositivos complementarios creados y la puesta a punto del conjunto han permitido ampliar las investigaciones de la emisión acústica a probetas de *hormigón*

proyectado, para la localización de la carga correspondiente a la generación de la primer fisura y a rocas, para su estudio y caracterización bajo cargas de compresión uniaxial y triaxial.

APENDICE

SECCION I

I.1.- SENSORES DE EMISION ACUSTICA

Como vimos en el Capítulo II, se efectuaron pruebas con dos sensores adquiridos a la PHYSICAL ACOUSTIC CORPORATION.

Los sensores utilizados fueron: uno de banda ancha denominado Modelo WD, número de serie AFO2 y el otro fue un sensor resonante en 150 KHz, denominado R15D, número de serie 878, siendo este último el seleccionado para trabajar en los ensayos debido a las ventajas enunciadas en el Capítulo II.

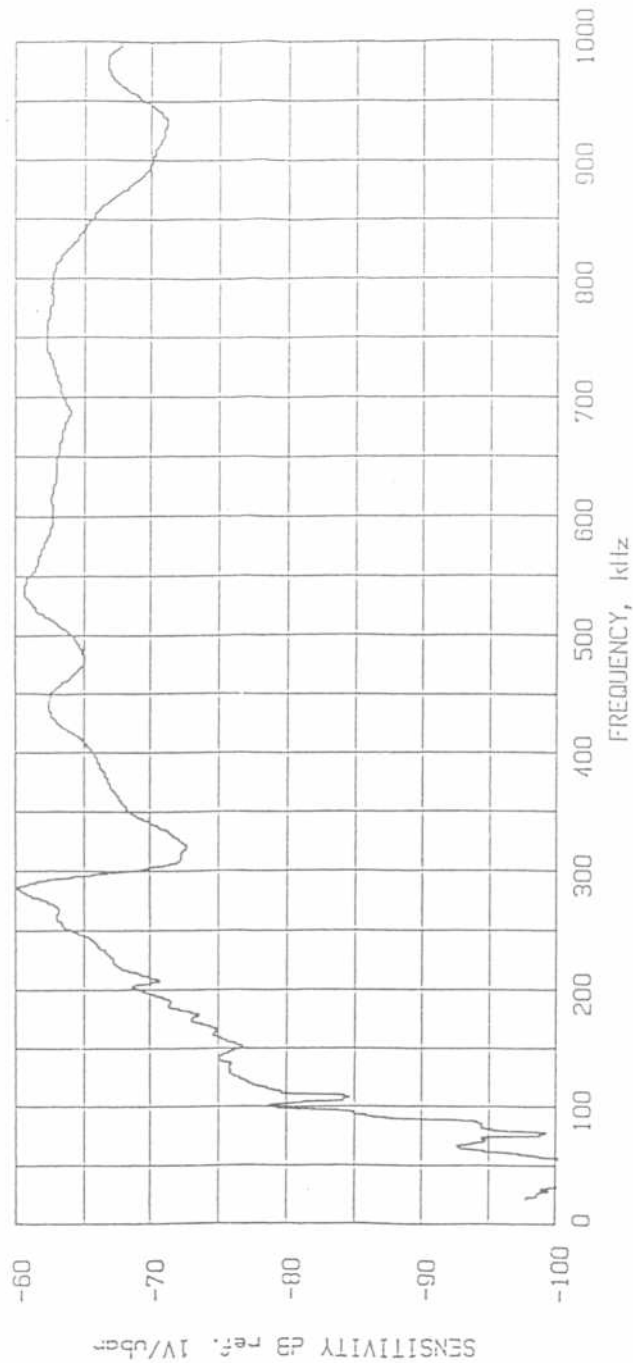
Ambos sensores fueron entregados con sus correspondientes certificados de calibración. Los mismos pueden observarse en las figuras I.1 y I.2.



CALIBRATION CERTIFICATE

"Sound Technology for Productivity and Safety"

MODEL NUMBER: WD DATE: 03/19/99
SERIAL NUMBER: AFO2 TESTED BY: C. G.



PAC certifies that this sensor meets all performance, environmental, and physical standards established in applicable PAC specifications. Calibration methodology based on ASTM standard E976- "Standard Guide for Determining the Reproducibility of Acoustic Emission Sensor Response".

CC-1

Figura 1.1 Certificado de Calibración del Sensor de Banda Ancha, WD

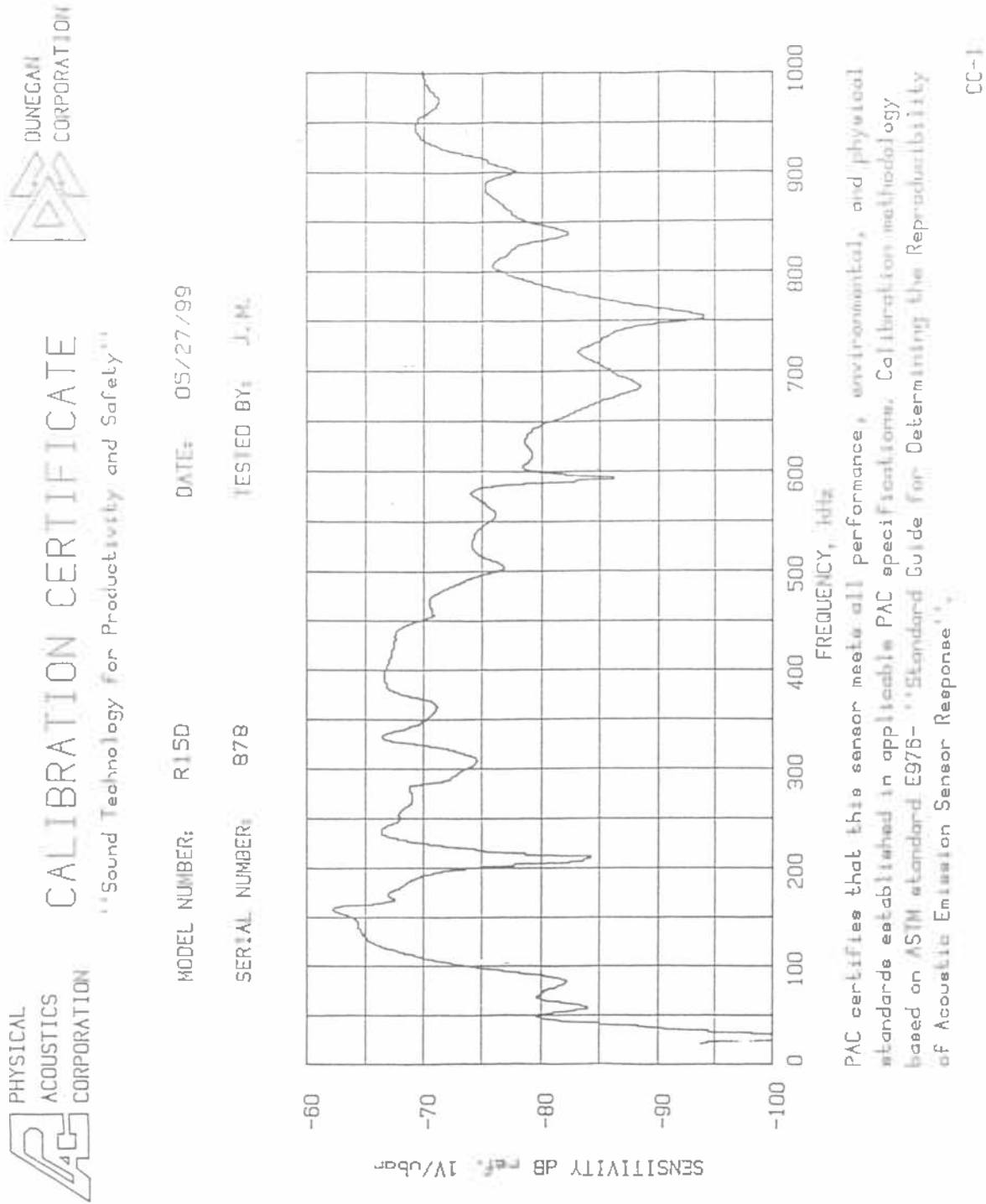


Figura 1.2 Certificado de Calibración del Sensor Resonante en 150 KHz, R15D

SECCION II

CELDA DE CARGA

II.1- Consideraciones de diseño de los transductores de presión a diafragma.

A continuación se hacen algunas consideraciones para el diseño de los transductores de presión a diafragma. El diseño actual y proceso de desarrollo implica arribar a un compromiso de sensibilidad, linealidad y respuesta en frecuencia, como la determinación preliminar del diámetro y espesor del diafragma. Las formulas incluidas aquí están basadas en las siguientes suposiciones.

- Espesor uniforme del diafragma.
- Pequeñas deflexiones.
- Rigidez infinita en la periferia del diafragma.
- Comportamiento perfectamente elástico
- La presencia de la strain gage no afecta las características del diafragma.

El transductor real no satisface completamente las consideraciones hechas anteriormente, por lo que las fórmulas no serán de aplicación exacta, no obstante ello, las mismas deberán plantearse para determinar aproximadamente las dimensiones del mismo.

II.2- Sensibilidad

La distribución de los esfuerzos en un diafragma rígidamente empotrado, bajo una distribución uniforme de presión se muestra en la figura II.1.

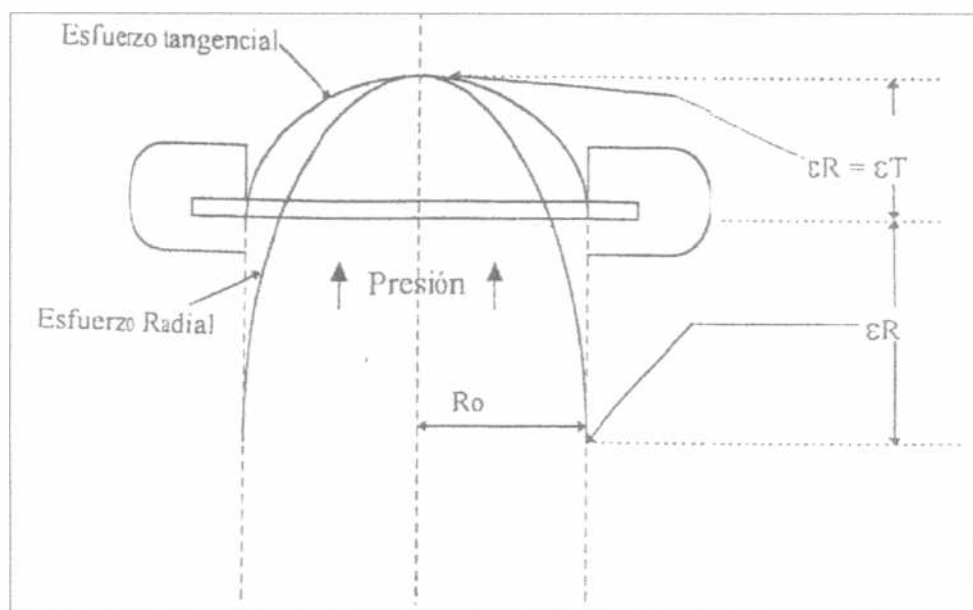


Figura II.1 Distribución de esfuerzos en un diafragma rígidamente empotrado

Los esfuerzos radiales y tangenciales en el centro del diafragma son idénticos y están expresados por:

$$E_{rc} = E_{tc} = \frac{3 \cdot P \cdot R0^2 \cdot (1 - V^2)}{8 \cdot t^2}$$

Donde:

- P : presión [Pa] en pascal.
- R0 : radio del diafragma [mm]
- t : espesor del diafragma [mm]
- V : módulo de Poisson [adimensional]
- E : módulo de elasticidad [Pa]

Los esfuerzos radiales decrecen rápidamente conforme se incrementa el radio, haciéndose negativo, e iguales al doble desde el centro a los bordes. El esfuerzo tangencial decrece desde el centro a un valor cero en el borde del diafragma. Así en los extremos:

$$E_{ro} = \frac{-3 \cdot P \cdot R0 \cdot (1 - V^2)}{4 \cdot t^2 \cdot E}$$
$$E_{to} = 0$$

La figura II.2 muestra el modelo de strain gage "JB" para micro medición. El mismo ha sido diseñado para tomar las máximas ventajas de la distribución de esfuerzos del diagrama descrito anteriormente. Dado que el esfuerzo tangencial disminuye desde un valor máximo en el centro (1/3 del valor del esfuerzo radial) ver figura II.2, el elemento de sensado en el centro del arreglo se orienta tangencialmente.

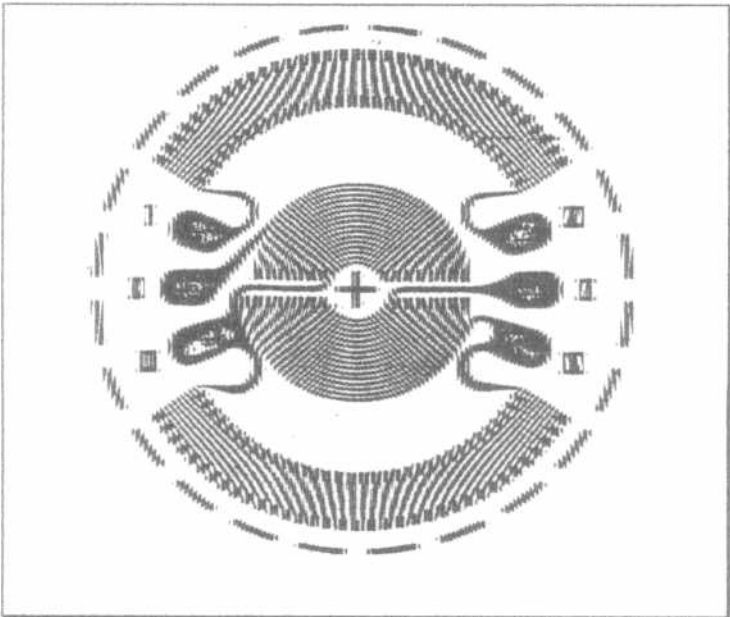


Figura II.2 Modelo de Strain Gage para transductores de presión a diafragma

Similarmente el elemento de sensado radial se localiza cerca de la orilla del diafragma porque en esa zona se verifica la máxima deformación.

Tomando en cuenta la diferencia de signos y los esfuerzos sentidos por los elementos radial y tangencial y dividiendo los elementos en pares simétricos, puede incorporarse un puente completo en un simple arreglo de strain gage.

Promediando los esfuerzos sobre la región cubierta por cada elemento de sensado, se supone un factor de gage de 2. El factor de gage es una medida de sensibilidad y se define como la relación entre $\delta R/R_0$ y $\delta L/L$, donde R_0 es la resistencia inicial del strain gage.

Promediando la salida de todos los elementos sentidos, la salida total del gage (e_o) en milivolt se puede expresar aproximadamente por la siguiente expresión:

$$e_o = 0,84 \cdot \frac{P \cdot R_0^2 \cdot (1 - \nu^2)}{t^2 \cdot E} 10^3 \text{ mV/V}$$

II.3- Linealidad.

Las ecuaciones precedentes, para los esfuerzos del diafragma, indican que la salida es proporcional a la presión aplicada. Sin embargo este objetivo se logra para pequeñas deformaciones.

En el caso de deformaciones finitas el transductor de presión a diafragma es inherentemente no lineal, agravándose mas con las grandes deformaciones. Como regla general, la deformación del diafragma en el centro no debe ser mayor que el espesor de este, y, para alinealidades del orden del 0,3 % debe ser limitado a un cuarto del espesor del diafragma.

El centro de la deformación se debe calcular como:

$$y_c = \frac{3 \cdot P \cdot R_0 \cdot (1 - \nu)}{16 \cdot t^2 \cdot E}$$

II.4- Respuesta en frecuencia.

A fin de responder fielmente a las presiones dinámicas es necesario que la frecuencia de resonancia del diafragma sea considerablemente mayor que la mayor frecuencia aplicada. Dependiendo del grado de amortiguamiento del ensamble diafragma-strain gage y del fluido en contacto con el diafragma, la frecuencia de resonancia debe ser por lo menos de 3 a 5 veces mayor que la máxima frecuencia aplicada.

Para propósitos de referencia solamente, y sujeto a las limitaciones anteriormente señaladas, la frecuencia de resonancia de un diafragma rígidamente empotrado se puede expresar como:

$$f_n = \frac{0,469.t}{R\delta^2} \sqrt{\frac{g.E}{v.(1-v^2)}} \cdot Hz$$

Donde:

g: aceleración de la gravedad
v : peso específico del material
v/g : δ

II.5- Construcción.

Es común diseñar transductores de presión tal que el diafragma es una parte integral del cuerpo del transductor.

No es necesario ni conveniente hacer llegar el transductor a los bordes agudos del diafragma. La presencia de filetes radiales, sin embargo, es una de las razones por la cual la construcción práctica del transductor difiere del correspondiente concepto idealizado en las suposiciones iniciales y en las ecuaciones aquí planteadas. Por estas y otras diferencias, el comportamiento del transductor necesariamente difiere del ideal, y los desarrollos experimentales, obviamente, requerirán optimizar el rendimiento de un transductor en particular.

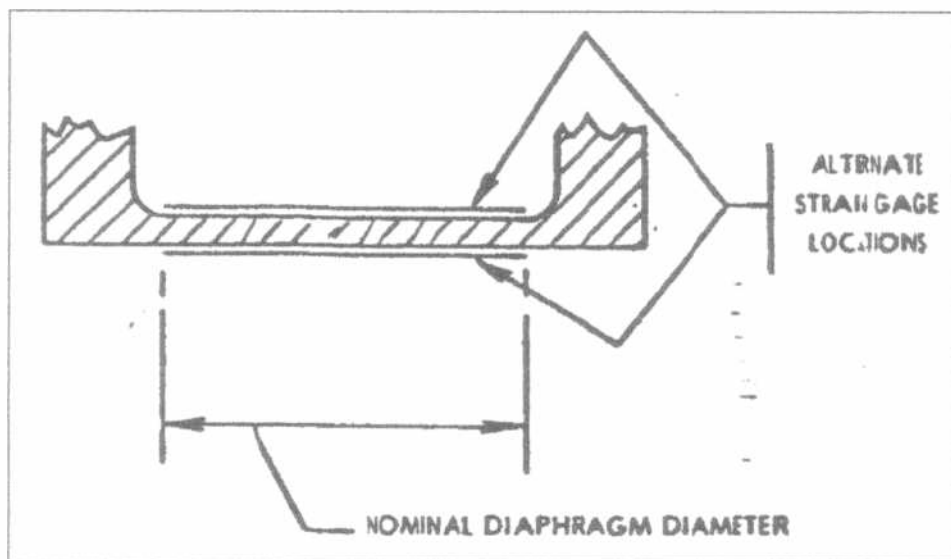


Figura II.3 Ubicación del Strain Gage en el diafragma

II.6- Cableado.

El circuito interno del arreglo de strain gage "JB" se muestra en la figura II.4. Los extremos abiertos del puente son para la corrección de temperatura y balance de cero.

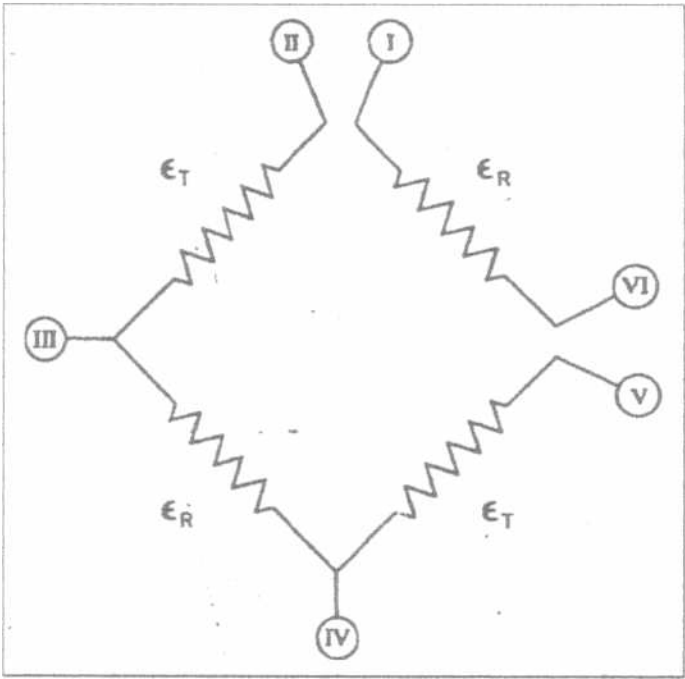


Figura II.4 Circuito interno para un arreglo de strain gage "JB"

SECCION III

III.1.- ENSAYOS DE LABORATORIO

En esta sección se presentan un grupo de ensayos de laboratorios efectuados con el fin de seleccionar el material de manera tal que encuadre en los límites establecidos por las normativas vigentes.

Con este fin se realizaron una serie de determinaciones granulométricas, mezclas y cortes que se presentan detalladamente en esta sección.

Se muestran también los valores y gráficos correspondientes a la reacción álcali-áridos para cada uno de los cementos empleados.

Finalmente, se indican las características de los hormigones en estado fresco. Se recuerda que se confeccionaron 41 pastones de prueba y se ensayaron 226 probetas antes de definir los pastones de análisis.

En base al conjunto de estos ensayos y los indicados en el Capítulo III, se seleccionaron los seis pastones de estudio con los que se confeccionaron las probetas para los ensayos de compresión simple y su auscultación por medio de la emisión acústica.

III.2.- GRANULOMETRIAS

III.2.1. ANALISIS GRANULOMETRICO – MUESTRA N° 1 – GRAVA

Muestra	1.1	1.2	1.3	1.4	Curva	Desviación	Corte Grava	Corte Grava
Identificación	Grava	Grava	Grava	Grava	Media	Estándar	1 1/2" - 3/4"	3/4" - # 4
Tamices (#)	% pasa	% pasa	% pasa	% pasa	% pasa	%	% pasa	% pasa
2"	100	100	100	100	100	0	100	100
1 1/2"	91	89	87	89	89	2	100	100
1"	74	74	71	75	73	2	74	100
3/4"	61	58	54	57	57	3	42	100
1/2"	42	41	39	40	41	2	0	71
3/8"	28	28	24	26	26	2	0	46
4	1	1	2	1	1	1	0	3
8	0	0	0	0	0	0	0	0
16	0	0	0	0	0	0	0	0
30	0	0	0	0	0	0	0	0
50	0	0	0	0	0	0	0	0
100	0	0	0	0	0	0	0	0
200	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabla III.1 Análisis Granulométrico de la grava

III.2.2. PROPIEDADES FISICO-MECANICAS – MUESTRA N° 1

	Grava 1.1	Grava 1.2	Grava 1.3	Grava 1.4
Peso específico [gr/cm3]	2,68	2,68	2,69	2,70
Peso unitario [gr/cm3]	1,72	1,72	1,72	1,72
Absorción [%]	0,65	0,75	0,55	0,80
Desgaste de Los Ángeles [%]	14,90	14,90	14,90	14,90
Sales Solubles Totales [%]	No Contiene	No Contiene	No Contiene	No Contiene

Tabla III.2 Propiedades físico-mecánicas de la grava

III.2.3. ANALISIS GRANULOMETRICO – MUESTRA N° 1 - ARENA

Muestra	1.1	1.2	1.3	1.4	Curva Media	Desviación Estándar
Identificación	Arena	Arena	Arena	Arena		
Tamices (#)	% pasa	% pasa	% pasa	% pasa	% pasa	% pasa
2"	100	100	100	100	100	0
1 1/2"	100	100	100	100	100	0
1"	100	100	100	100	100	0
3/4"	100	100	100	100	100	0
1/2"	100	100	100	100	100	0
3/8"	100	100	100	100	100	0
4	100	100	100	100	100	0
8	87	81	79	75	81	5
16	74	60	58	52	61	10
30	56	39	39	33	41	10
50	28	13	13	12	16	8
100	11	5	4	3	6	4
200	3	2	2	1	2	1

Tabla III.3 Análisis Granulométrico de la arena

III.2.4. PROPIEDADES FISICO-MECANICAS – MUESTRA N°1

	Arena 1.1	Arena 1.2	Arena 1.3	Arena 1.4
Peso específico [gr/cm3]	2,68	2,68		
Peso unitario [gr/cm3]	1,79	1,81	1,79	1,80
Absorción [%]	0,55	0,60		
Equivalente de Arena			97.50	97.10
Sales Solubles Totales [%]	No Contiene	No Contiene	No Contiene	No Contiene

Tabla III.4 Propiedades físico-mecánicas de la arena

III.2.5. ANALISIS GRANULOMETRICO – MUESTRA N° 1

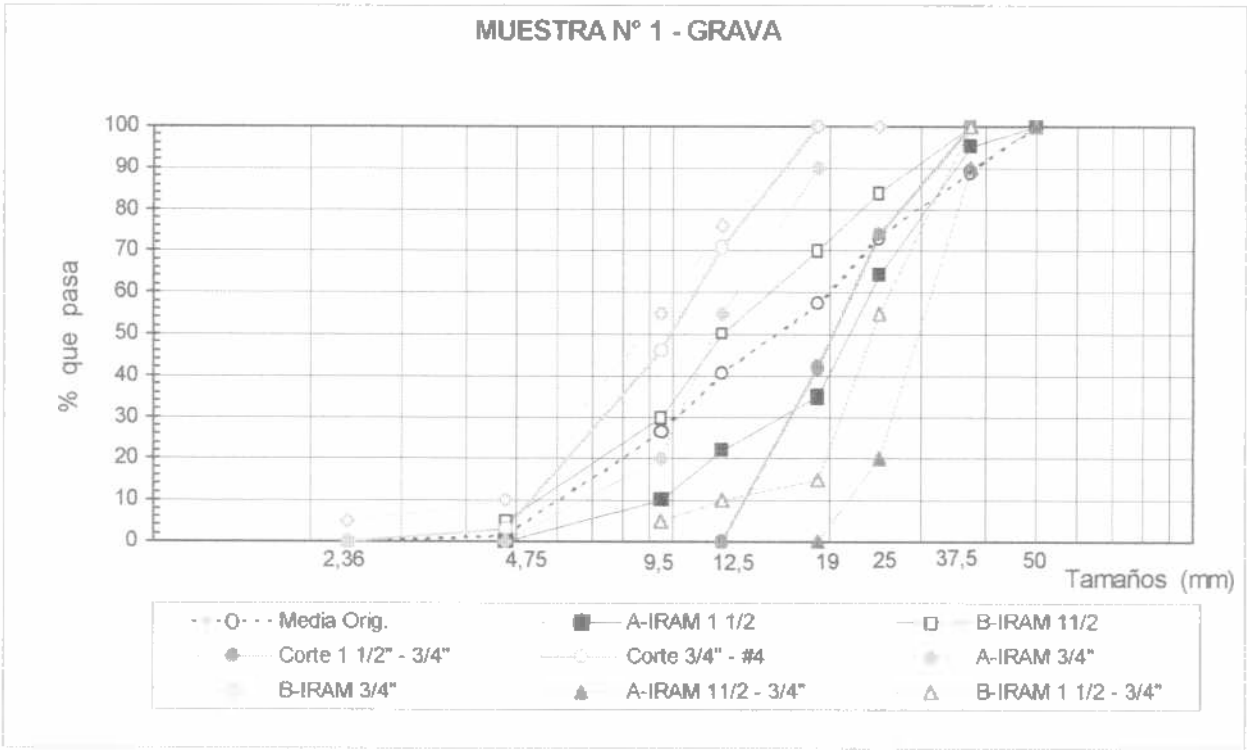


Figura III.1 Curvas Granulométricas de la grava y límites IRAM

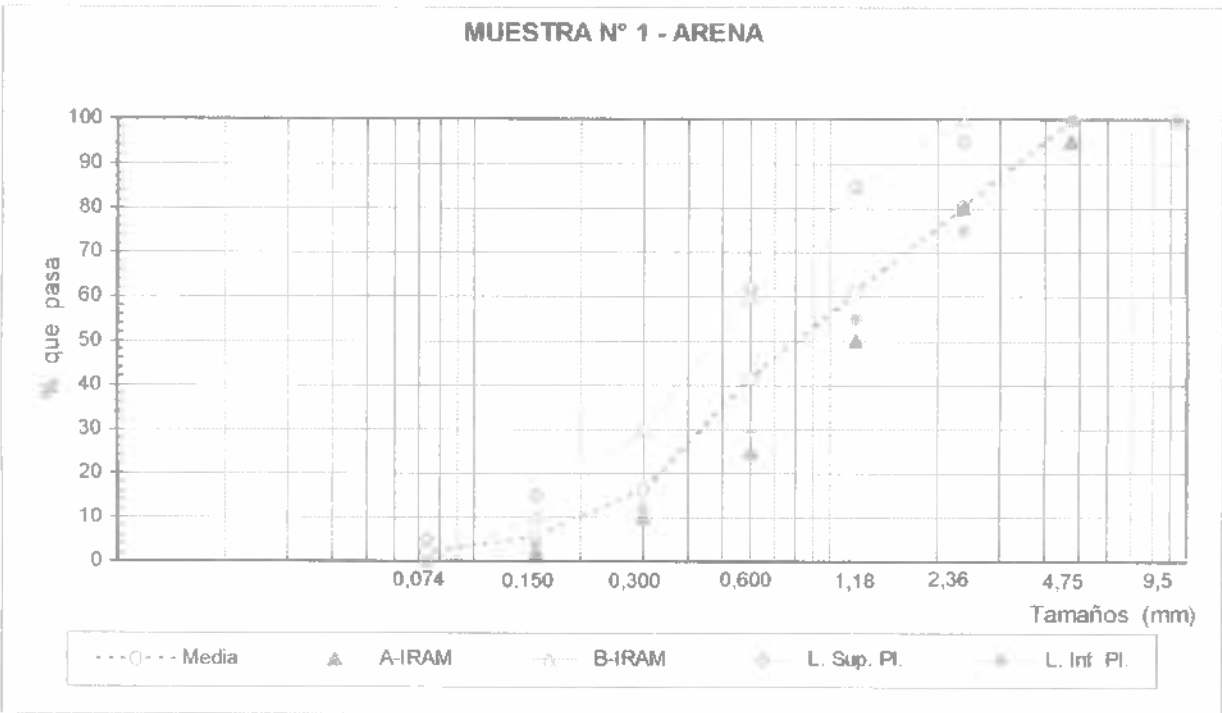


Figura III.2 Curvas Granulométricas de la arena y límites IRAM

III.2.6. CURVAS MEZCLAS 38 mm – MUESTRA N° 1

Muestra	Media Original	Media Original	Corte 1 1/2"- 3/4"	Corte 3/4" - #4	Mezcla 2	Mezcla 3	Mezcla 4
Identificación	Grava	Arena	Grava G 38/19	Grava F 19/5	37,5 mm	37,5 mm	50 mm
% Grava G 38/19					35	40	45
% Grava F 9/5					25	23	21
% Arena Original					40	37	34
Tamices (#)	% pasa	% pasa	% pasa	% pasa	% pasa	% pasa	% pasa
2"	100	100	100	100	100	100	100
1 1/2"	89	100	74	100	91	90	88
1"	74	100	42	100	80	77	74
3/4"	58	100	0	100	65	60	55
1/2"	41	100	0	71	58	53	49
3/8"	28	100	0	46	52	48	44
4	1	100	0	3	41	38	35
8	0	81	0	0	32	30	27
16	0	61	0	0	24	23	21
30	0	41	0	0	17	15	14
50	0	16	0	0	7	6	6
100	0	6	0	0	2	2	2
200	0	2	0	0	1	1	1

Tabla III.5 Cortes y mezclas en tamaño máximo de 38 mm para la Muestra N° 1

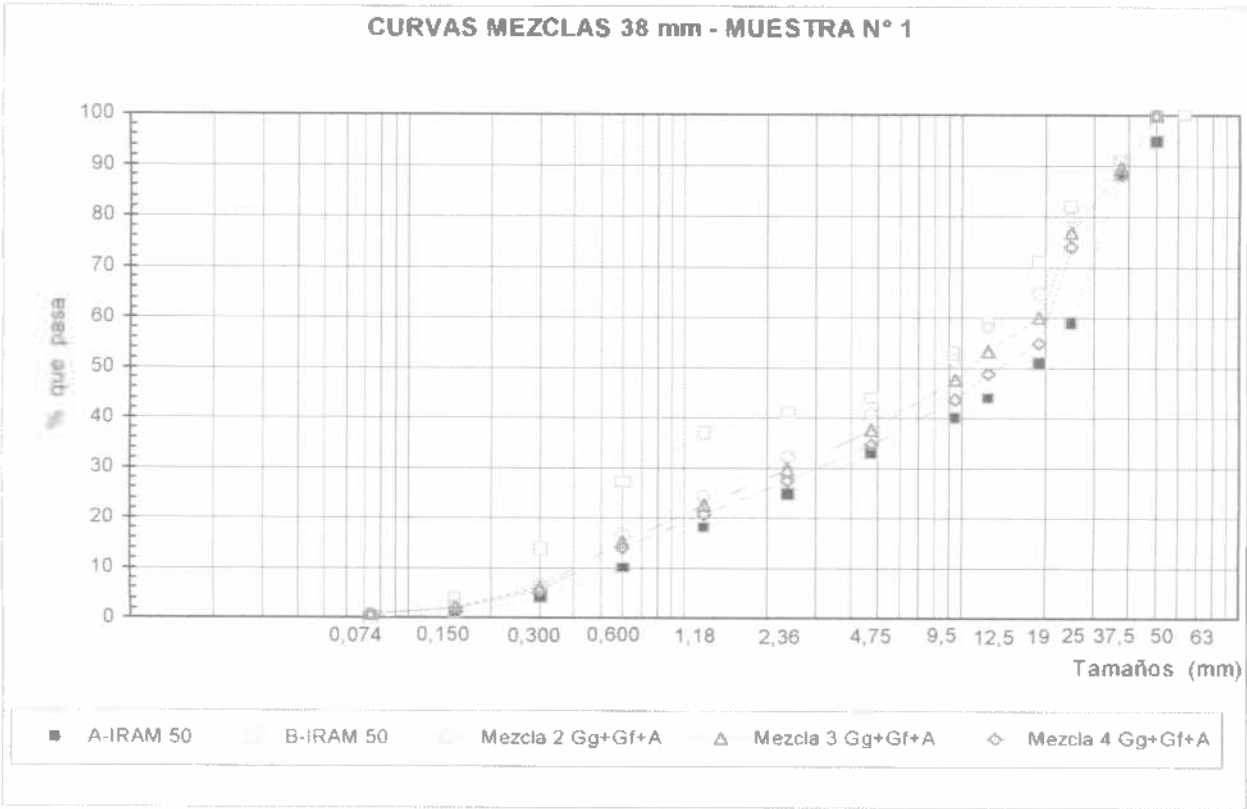


Figura III.3 Curvas mezclas en tamaño máximo de 38 mm para la Muestra N° 1

III.2.7. CURVAS MEZCLAS 19 mm CORTADO EN LABORATORIO – MUESTRA N°1 (G)

Muestra	Media Original	Media Original	Corte 3/4"- #4	Mezcla 2	Mezcla 3	Mezcla 4
Identificación	Grava	Arena	Grava G 19/5	19 mm	19 mm	19 mm
% Grava Original						
% Grava G 19/5				56	58	60
% Arena Original				44	42	40
Tamices (#)	% pasa	% pasa	% pasa	% pasa	% pasa	% pasa
2"	100	100	100	100	100	100
1 1/2"	89	100	100	100	100	100
1"	74	100	100	100	100	100
3/4"	58	100	95	97	97	97
1/2"	41	100	71	84	83	83
3/8"	28	100	48	71	70	69
4	1	100	2	45	43	41
8	0	81	0	35	34	32
16	0	61	0	27	26	24
30	0	41	0	18	17	17
50	0	16	0	7	7	7
100	0	6	0	3	2	2
200	0	2	0	1	1	1

Tabla III.6 Cortes y mezclas en tamaño máximo de 19 mm para la Muestra N° 1

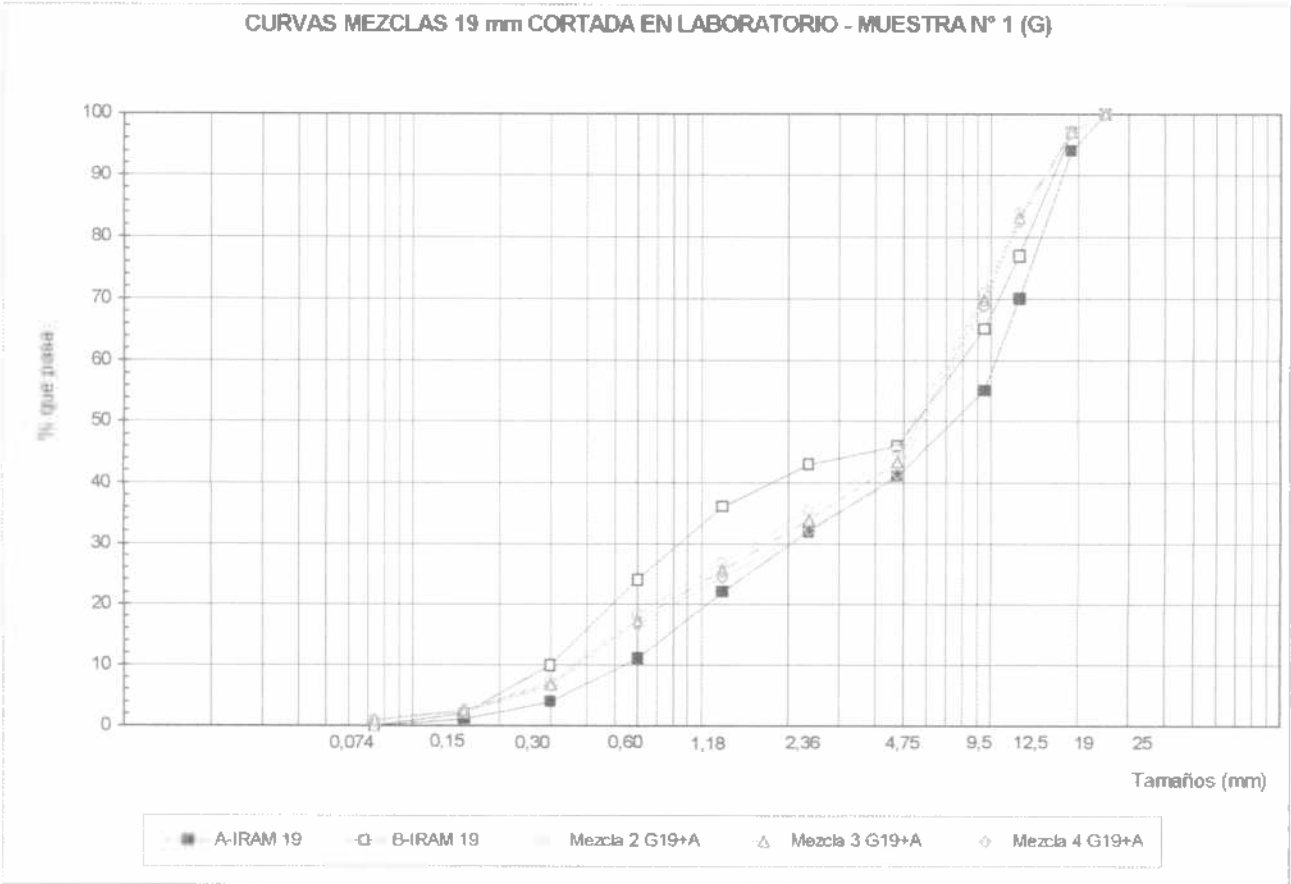
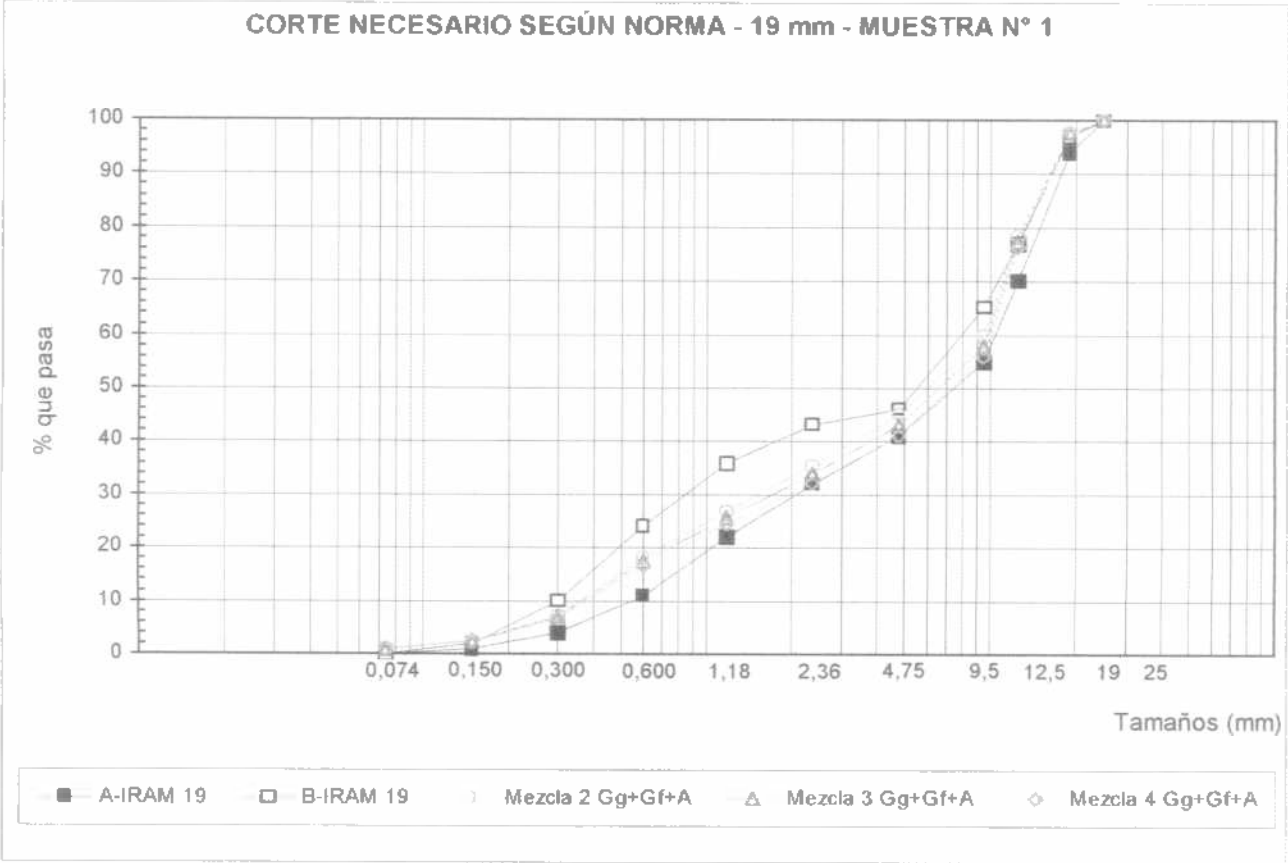


Figura III.4 Curvas mezclas en tamaño máximo de 19 mm para la Muestra N° 1

III.2.8 CORTE Y MEZCLAS NECESARIAS PARA RESPETAR LOS LIMITES DE NORMA – MUESTRA N° 1

Muestra	M. Original	M. Original	Corte 3/4"- 3/8"	Corte 3/4" - #4	Mezcla 2	Mezcla 3	Mezcla 4
Identificación	Grava	Arena	Grava G 19/9	Grava F 9/5	19 mm	19 mm	19 mm
% Grava G19/9					39	41	43
% Grava F9/5					17	17	17
% Arena Orig.					44	42	40
Tamices (#)	% pasa	% pasa	% pasa	% pasa	% pasa	% pasa	% pasa
2"	100	100	100	100	100	100	100
1 1/2"	89	100	100	100	100	100	100
1"	74	100	100	100	100	100	100
3/4"	58	100	94	100	98	98	97
1/2"	41	100	45	100	79	77	76
3/8"	28	100	0	94	60	58	56
4	1	100	0	6	45	43	41
8	0	81	0	0	35	34	32
16	0	61	0	0	27	26	24
30	0	41	0	0	18	17	17
50	0	16	0	0	7	7	7
100	0	6	0	0	3	2	2
200	0	2	0	0	1	1	1

Tabla III.7 Cortes y mezclas de acuerdo a los límites de Norma para la Muestra N° 1



III.2.9. GRANULOMETRIA DEL MATERIAL CORTADO EN PLANTA HORMISERV
MUESTRA N° 2 (G')

Muestra	Grava Gruesa	Grava Fina
Identificación	Cortada en Planta	Cortada en Planta
Tamices (#)	% pasa	% pasa
2"	100	100
1 1/2"	99	100
1"	69	100
3/4"	28	100
1/2"	4	83
3/8"	2	56
4	1	5
8	0	2
16		2
30		1
50		0

Tabla III.8 Granulometría Muestra N°2 cortado en planta HORMISERV

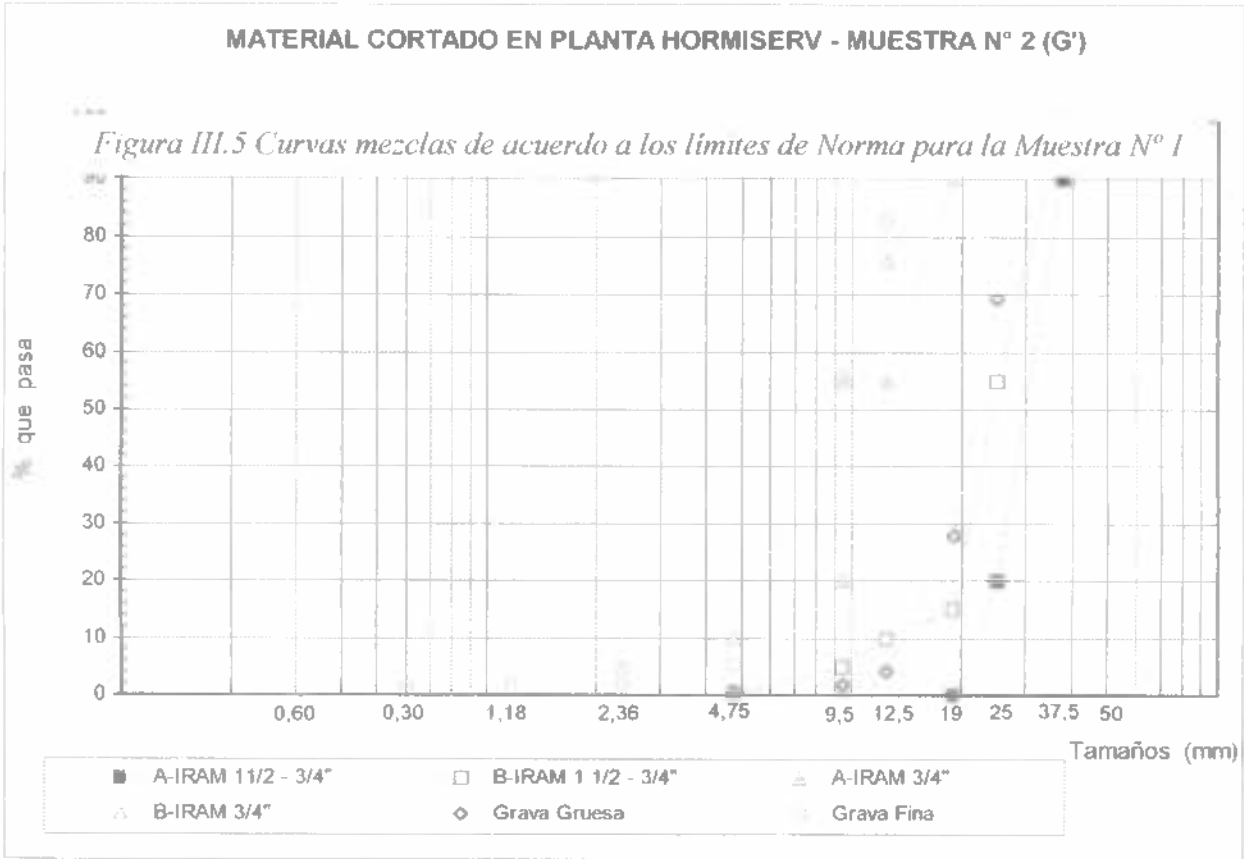


Figura III.6 Curvas Granulométricas de la Muestra N°2 cortado en planta HORMISERV

III.2.10 MEZCLAS DEL MATERIAL CORTADO EN PLANTA HORMISERV
MUESTRA N° 2 (G')

Muestra	Media Original	Corte 1 1/2" - 3/4"	Corte 3/4" - #4	Mezcla 2	Mezcla 3	Mezcla 4
Identificación	Arena	Grava G 38/19	Grava F 19/5	37,5 mm	37,5 mm	37,5 mm
% Grava G 38/19				43	46	48
% Grava F 9/5				15	14	13
% Arena Original				42	40	39
Tamices (#)	% pasa	% pasa	% pasa	% pasa	% pasa	% pasa
2"	100	100	100	100	100	100
1 1/2"	100	99	100	99	99	99
1"	100	69	100	87	86	85
3/4"	100	28	100	69	67	65
1/2"	100	4	83	56	54	52
3/8"	100	2	56	51	49	47
4	100	1	5	43	41	40
8	81	0	2	34	33	32
16	61		2	26	25	24
30	41		1	18	17	16
50	16		0	7	7	6
100	6			2	2	2
200	2			1	1	1

Tabla III.9 Mezclas de la Muestra N°2 cortado en planta HORMISERV

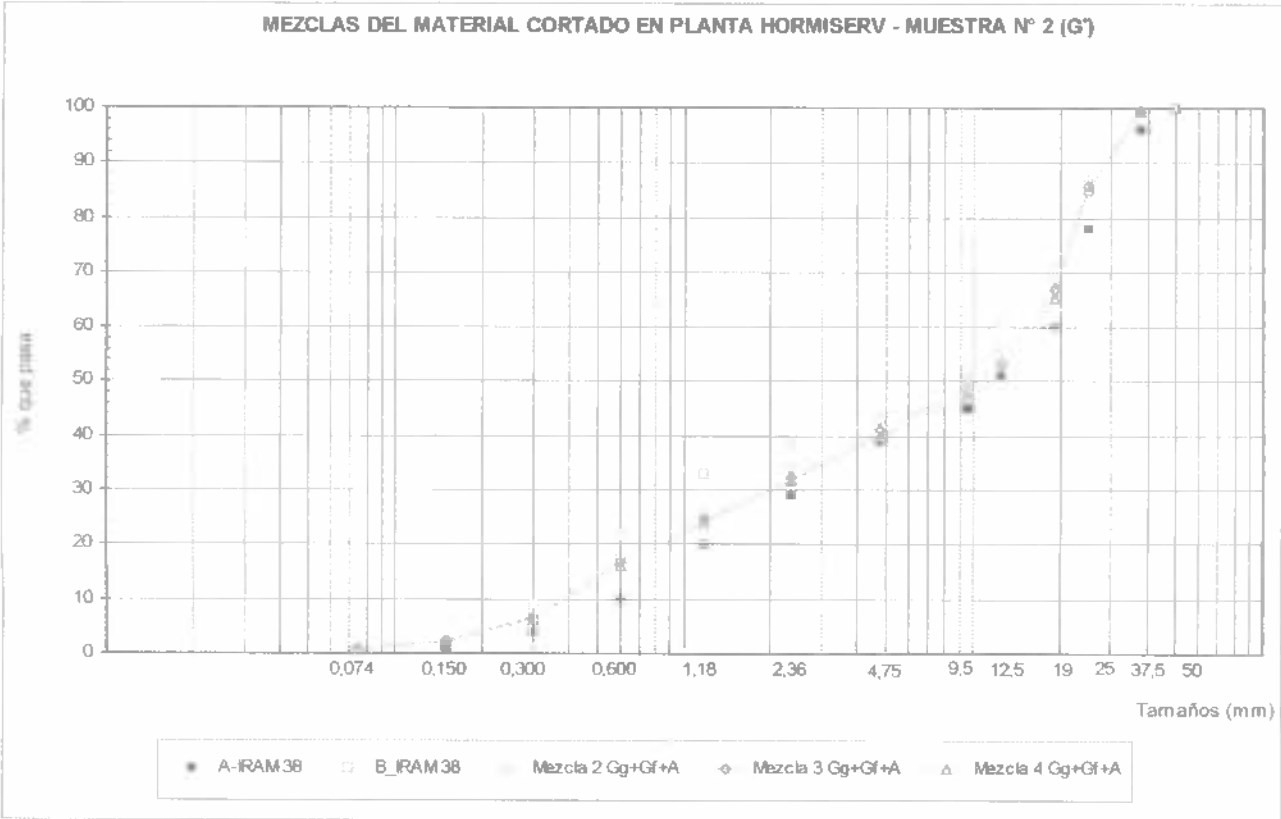


Figura III.7 Curvas Mezclas de la Muestra N°2 cortado en planta HORMISERV

III.2.11. MEZCLAS DEL MATERIAL CORTADO EN PLANTA HORMISERV
MUESTRA N° 3 (G")

Muestra	Media Original	Corte 3/4"- #4	Mezcla 2	Mezcla 3	Mezcla 4
Identificación	Arena	Grava G 19/5	19 mm	19 mm	19 mm
% Grava G 19/5			56	58	60
% Arena Original			44	42	40
Tamices (#)	% que pasa	% que pasa	% que pasa	% que pasa	% que pasa
2"	100	100	100	100	100
1 1/2"	100	100	100	100	100
1"	100	100	100	100	100
3/4"	100	100	100	100	100
1/2"	100	83	90	90	90
3/8"	100	56	75	74	74
4	98	5	46	44	42
8	81	2	37	35	34
16	63	2	29	27	26
30	41	1	19	18	17
50	15	0	7	6	6
100	4	0	2	2	1
200	1	0	0	0	0

Tabla III.10 Mezclas de la Muestra N°3 cortado en planta HORMISERV

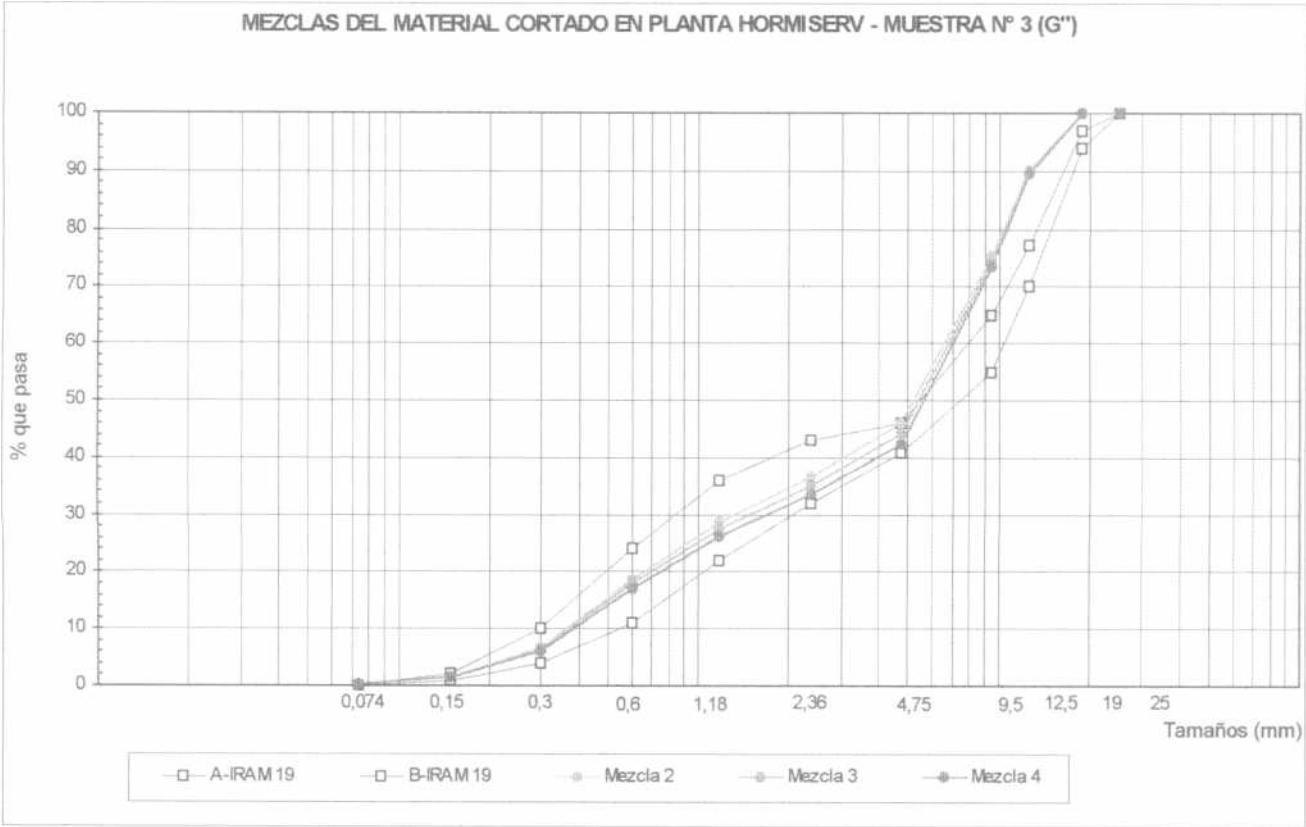


Figura III.8 Curvas Mezclas de la Muestra N°3 cortado en planta HORMISERV

III.3.- REACCIÓN ÁLCALI- ÁRIDO

III.3.1. CEMENTO PORTLAND NORMAL

AGREGADO MUESTRA N° 1 (G)

		Expansión (%)												
		Dias												
	Probeta	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Serie 1	P1	0,000	-0,280	-0,272	-0,268	-0,220	-0,172	-0,148	-0,124	-0,120	-0,100	-0,080	-0,060	-0,036
	P2	0,000	-0,208	-0,192	-0,188	-0,140	-0,096	-0,068	-0,040	-0,036	-0,016	0,004	0,028	0,052
	P3	0,000	-0,604	-0,592	-0,572	-0,524	-0,476	-0,456	-0,428	-0,420	-0,400	-0,380	-0,356	-0,332
	P4	0,000	0,312	0,320	0,344	0,384	0,424	0,452	0,480	0,488	0,508	0,528	0,548	0,580
	Valor Medio	0,000	-0,195	-0,184	-0,171	-0,125	-0,080	-0,055	-0,028	-0,022	-0,002	0,018	0,040	0,066
Serie 2	P5	0,000	0,016	-0,004	0,028	0,056	0,080	0,100	0,104	0,124	0,144	0,164	0,172	0,200
	P6	0,000	0,000	-0,004	0,028	0,056	0,076	0,108	0,120	0,136	0,152	0,168	0,180	0,200
	P7	0,000	-0,016	-0,012	0,020	0,052	0,072	0,104	0,100	0,116	0,132	0,148	0,168	0,188
	P8	0,000	0,004	0,004	0,032	0,060	0,084	0,108	0,116	0,132	0,148	0,168	0,184	0,200
	Valor Medio	0,000	0,001	-0,004	0,027	0,056	0,078	0,105	0,110	0,127	0,144	0,162	0,176	0,197

Tabla III.11 Valores de la reacción álcali-agregado para el Cemento Normal

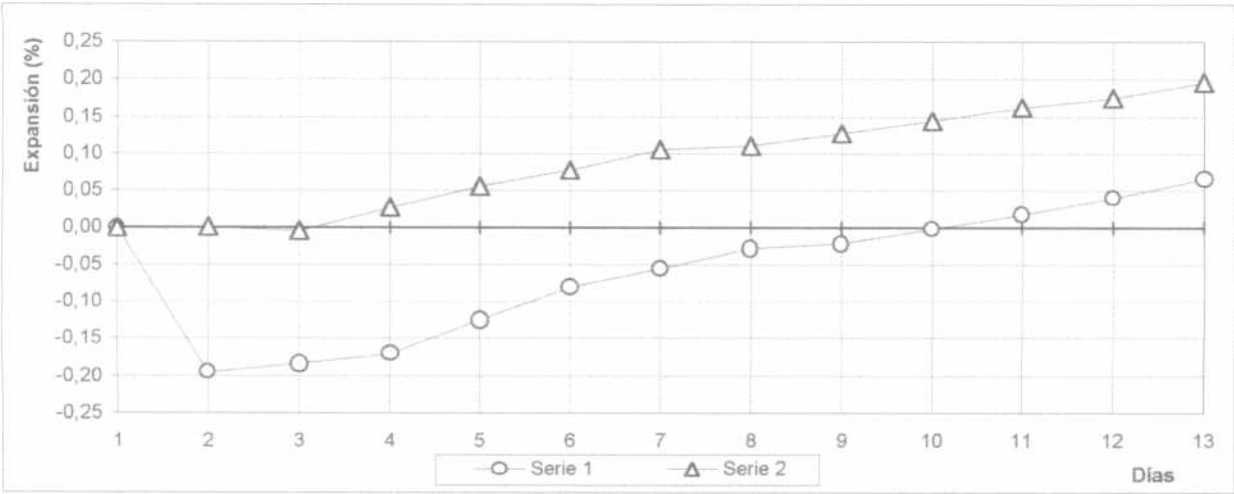


Figura III.9 Gráfico de la reacción álcali-agregado para el Cemento Normal

III.3.2 CEMENTO PORTLAND PUZOLÁNICO

AGREGADO MUESTRA N° 1 (G)

	Expansión (%)													
	Probeta	Días												
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Serie 3	P1	0,000	-0,028	-0,028	-0,028	-0,028	-0,028	-0,024	-0,004	-0,008	0,000	-0,005	0,000	0,000
	P2	0,000	-0,016	-0,004	-0,004	-0,004	-0,004	-0,008	0,016	0,008	0,024	0,024	0,024	0,024
	P3	0,000	-0,020	0,000	-0,006	0,000	0,000	-0,004	0,004	0,016	0,020	0,020	0,020	0,020
	P4	0,000	-0,004	0,000	0,000	0,000	0,000	0,008	0,016	0,056	0,060	0,060	0,060	0,060
	Valor Medio	0,000	-0,017	-0,008	-0,009	-0,008	-0,008	-0,007	0,008	0,018	0,026	0,025	0,026	0,026
Serie 4	P5	0,000	-0,020	-0,020	-0,020	-0,020	-0,024	-0,020	-0,012	-0,012	-0,012	-0,016	-0,012	-0,004
	P6	0,000	-0,016	-0,006	-0,016	-0,016	-0,016	-0,012	-0,012	-0,016	-0,016	-0,016	-0,016	-0,012
	P7	0,000	-0,016	-0,016	-0,016	-0,016	-0,012	-0,008	0,012	0,008	0,008	0,008	0,008	0,012
	P8	0,000	-0,044	-0,044	-0,044	-0,044	-0,040	-0,040	-0,004	-0,020	-0,020	-0,020	-0,020	-0,008
	Valor Medio	0,000	-0,024	-0,021	-0,024	-0,024	-0,023	-0,020	-0,004	-0,010	-0,010	-0,011	-0,010	-0,003

Tabla III.12 Valores de la reacción álcali-agregado para el Cemento Puzolánico

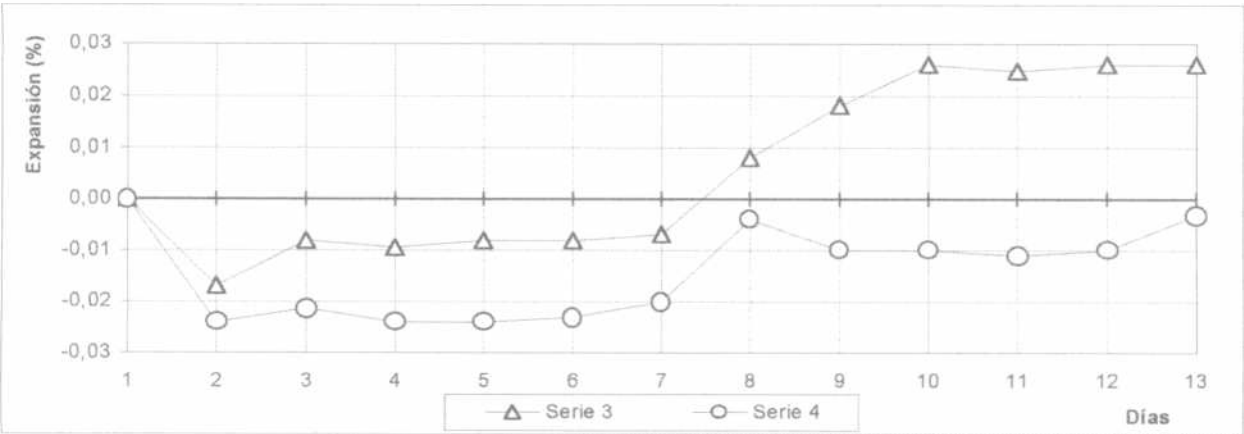


Figura III.10 Gráfico de la reacción álcali-agregado para el Cemento Puzolánico

III.4 CARACTERISTICAS DEL HORMIGON DE LOS PASTONES DE ENSAYO EN ESTADO FRESCO

Nº	Pastón	Fecha de Elaboración	Relación W/C del Pastón	Asent. (cm)	Aire (%)	Peso Unitario g/cm ³	Aditivo Denominación	Aditivo Porcentaje
1	H17-G2-300-048-N-38-12/98	14-Dic-98	0,49	2	2,5	2,44	Plastiment BV	0,5
2	H17-G2-300-048-N-38-12/98	14-Dic-98	0,50	18	2,7	2,43	Rheobuild 1000	0,2
3	H17-G2-300-050-N-38-12/98	15-Dic-98	0,50	6,5	2,6	2,42	Plastiment BV	0,5
4	H17-G2-300-050-N-38-12/98	15-Dic-98	0,51	15	2,9	2,38	Rheobuild 1000	0,5
5	H17-G2-300-052-N-38-12/98	15-Dic-98	0,52	12	2,8	2,41	Plastiment BV	0,5
6	H17-G4-300-048-N-38-12/98	16-Dic-98	0,48	3	3,1	2,45	Frioplast	0,6
7	H17-G4-300-048-N-38-12/98	16-Dic-98	0,51	7,5	3,0	2,47	Sikament S	0,5
8	H17-G4-300-050-N-38-12/98	16-Dic-98	0,50	14	3,6	2,44	Frioplast	0,6
9	H17-G4-300-050-N-38-12/98	16-Dic-98	0,51	21	3,7	2,44	Sikament S	0,5
10	H17-G4-300-052-N-38-12/98	16-Dic-98	0,52	10,5	3,3	2,42	Frioplast	0,6
11	H17-G4-300-052-N-38-12/98	16-Dic-98	0,53	13	3,2	2,43	Sikament S	0,5
12	H17-G3-300-048-N-38-12/98	17-Dic-98	0,48	11	4,9	2,40	Frioplast	0,8
13	H17-G3-300-048-N-38-12/98	17-Dic-98	0,49	18	4,7	2,42	Sikament S	0,5
14	H17-G3-300-050-N-38-12/98	17-Dic-98	0,50	16,5	4,3	2,42	Frioplast	0,8
15	H17-G3-300-052-N-38-12/98	17-Dic-98	0,52	8,5	4,6	2,41	Frioplast	0,8
16	H17-G2-300-048-P-38-12/98	17-Dic-98	0,48	1,5	5,1	2,42	Frioplast	0,8
17	H17-G2-300-050-P-38-12/98	18-Dic-98	0,50	6,5	5,0	2,43	Frioplast	0,9
18	H17-G2-300-052-P-38-12/98	18-Dic-98	0,52	6,5	4,9	2,43	Frioplast	0,8
19	H17-G4-300-052-P-19-12/98	18-Dic-98	0,48	0,5	3,5	2,44	Frioplast	0,7
20	H17-G2-300-050-P-19-12/98	21-Dic-98	0,50	2	3,2	2,38	Frioplast	0,7
21	H17-G2-300-052-P-19-12/98	21-Dic-98	0,52	8	3,4	2,38	Frioplast	0,7
22	H17-G2-300-048-N-19-12/98	21-Dic-98	0,48	4	2,4	2,42	Plastiment BV	0,8
23	H17-G2-300-050-N-19-12/98	21-Dic-98	0,50	12	2,9	2,41	Plastiment BV	0,8
24	H17-G2-300-052-N-19-12/98	22-Dic-98	0,52	18	3,1	2,38	Plastiment BV	0,8
25	H21-G2-300-048-N-19-12/98	22-Dic-98	0,48	4	2,6	2,41	Plastiment BV	0,5
26	H21-G2-320-050-N-19-12/98	22-Dic-98	0,50	9	2,8	2,36	Plastiment BV	0,5
27	H21-G2-320-052-N-19-12/98	22-Dic-98	0,52	16	2,9	2,39	Plastiment BV	0,5
28	H17-G2'-300-050-N-38-12/98	28-Dic-98	0,50	4,5	4,5	2,36	Frioplast	0,8
29	H17-G2'-300-052-N-38-12/98	28-Dic-98	0,52	11,5	4,7	2,32	Frioplast	0,8
30	H17-G2'-300-052-N-38-12/98	28-Dic-98	0,52	5,5	1,2	2,39	Sin aditivo	
31	H17-G3'-300-050-N-38-12/98	29-Dic-98	0,50	7,5	4,1	2,38	Frioplast	0,7
32	H17-G3'-300-052-N-38-12/98	29-Dic-98	0,52	9	4,7	2,36	Frioplast	0,8
33	H17-G2'-250-052-N-38-12/98	29-Dic-98	0,56	6	4,3	2,36	Frioplast	0,8
34	H17-G2'-250-052-P-38-12/98	29-Dic-98	0,55	4	4,8	2,38	Frioplast	0,9
35	H17-G3'-250-052-N-19-12/98	29-Dic-98	0,52	4	4,9	2,35	Frioplast	0,9
36	H17-G3'-250-052-P-19-12/98	29-Dic-98	0,52	2,5	3,8	2,34	Plas.BV - Frobec	0,7 - 0,03
37	H17-G5'-250-052-P-19-12/99	30-Dic-98	0,54	9,5	3,8	2,34	Plas BV - Frobec	0,7 - 0,03
38	H8-G"2-200-055-N-38-12/99	04-Ene-99	0,57	6	4,5	2,34	Frioplast	0,6
39	H8-G"2-200-055-P-38-12/99	04-Ene-99	0,56	6	4,1	2,36	Frioplast	0,6
40	H8-G"2-200-055-N-19-12/99	04-Ene-99	0,58	7	6,5	2,24	Frioplast	1
41	H8-G"2-200-055-P-19-12/99	04-Ene-99	0,55	6	6,2	2,29	Frioplast	1

Tabla III.13 Características de los pastones de ensayo en estado fresco

REFERENCIAS

1. Daniel Alberto Bascoy, "TECNOLOGIA DEL HORMIGÓN FRESCO", Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón, Editorial Biblos, 1992.
2. S. Popovics, "Strength and Related Properties of Concrete and Quantitative Approach", Ed. John Wiley & Sons, inc. 1998.
3. A. Delibes Liniers, "Tecnología y Propiedades Mecánicas del Hormigón", Editorial INTEMAC, 1993.
4. V. M. Malhotra, N.J. Carino, "Handbook on Nondestructive Testing of Concrete", CRC Press, inc. 1991.
5. Comunicación personal T. Palacios. El primer antecedente escrito en español sobre emisión acústica. "...y el estridor que se siente cuando se muerde o quiebra..." data de 1640, Arte de los metales. Alvaro Alonso Barba, Madrid, Cap. 32, Libro I, pág. 59 Del Estañó.
6. A.A. Pollock, "Acoustic and vibration progress" eds. R. Stephens and H. Leventhall, 51 (1974) London, Chapman and Hall.
7. J. Ruzzante, "Emisión Acústica" Parte I, CNEA-AT 991.
8. H. Rüsch, "Physical Problems in the Testing of Concrete", Zement-Kalk-Gips, 12, 1, 1959.
9. R.G. L'Hermite, "What we know about the plastic deformation and creep of concrete?", RILEM Bull., 1, 21, 1959.
10. R.G. L'Hermite, Volume changes of concrete, in Proc. 4th Int. Symp. On Chemistry of Cement, Vol. II, Washington, National Bureau of Standards, Washington, D.C., NBS, Monograph, No. 43, 1960, 659.
11. G.S. Robinson, "Methods of detecting the formation and propagation of microcracks in concrete, in Proc. Int. Symp. on the Structure of Concrete, Brooks, A. E. and Newman, K., Eds., London, 1965, Cement and Concrete Association, London, 1968, 131.
12. D. Wells, "An acoustic apparatus to record emissions from concrete under strain, Nuclear Engineering and Design, 12, 80, 1970.
13. A. T. Green, "Stress wave emission and fracture of prestressed concrete reactor vessel materials, in Proc. 2nd Interamerican Conf. On Materials Technology, American Society of Mechanical Engineers, Vol. I, 1970, 635.
14. U. Diederichs, U. Schneider and M. Terrien, "Formation and propagation of cracks and acoustic emission, in Fracture Mechanics of Concrete, Wittmann, F. H., ed., Elsevier, Amsterdam, 1983, chap. 3.5.

15. V. M. Malhotra, *Testing hardened concrete: non-destructive methods*, Monogr. No. 9, American Concrete Institute, Detroit, MI, 1976, chap. 12.
16. A. Maji and S.P. Shah, "Process zone and acoustic emission measurements in concrete", *Exp. Mech.*, in press.
17. D.C. Spooner and J.W. Dougill, "A quantitative assessment of damage sustained in concrete during compressive loading", *Mag. Conc. Res.*, 27, 151, 1975.
18. P.F. Mlaker, R.E. Walker, B. R. Sullivan and V. P. Chiarito, "Acoustic emission behaviour of concrete, in *In Situ Nondestructive Testing of Concrete*", Malhotra, V. M., Ed. ACI SP-82, American Concrete Institute, Detroit, 1984, 619.
19. J. Nielsen and D.F. Griffin, "Acoustic emission of plain concrete", *J. Test. Eval.*, 5, 476, 1977.
20. G. Schickert, "Critical reflections on non-destructive testing of concrete", *Mater. Construc.* 17, 217, 1984.
21. J.M. Berthelot and J.L. Robert, "Modeling concrete damage by acoustic emission", *J. Acoust. Emission*, 6, 43, 1987
22. W.M. McCabe, R.M. Koerner and A.E. Lord Jr., "Acoustic emission behaviour of concrete laboratory specimens, *Am. Conc. Inst. J.*, 73, 367, 1976.
23. S. Mindes, "Acoustic Emission and ultrasonic pulse velocity of concrete", *Int. J. Cement Composites Lightweight Concr.*, 4, 173, 1982.
24. A.g. Evans, J.R. Clifton and E. Anderson, "The fracture mechanics of mortars", *Cement Conc. Res.*, 6, 535, 1976.
25. K. Morita and K. Kato, "Fundamental study on fracture toughness and evaluation by acoustic emission technique of concrete", in *Rev. 32nd General Meet., Cement Association of Japan*, Tokyo, 1978, 138.
26. K. Morita and K. Kato, "Fundamental study on evaluation of fracture toughness of artificial lightweight aggregate concrete", in *Rev. 33rd 32nd General Meet., Cement Association of Japan*, Tokyo, 1979, 175.
27. J.S. Nadeau, R. Bennett and S. Mindess, "Acoustic emission in the drying of hardened cement paste and mortar", *J. Am. Ceram. Soc.*, 64, 410, 1981.
28. J.C. Lenain and A.R. Bunsell, "The resistance to crack growth of asbestos cement", *J. Mater. Sci.*, 14, 321, 1979.
29. M. Izumi, H. Mihashi and N. Nomura, "Acoustic emission technique to evaluate fracture mechanics parameters of concrete", in *Fracture Toughness and Fracture Energy of Concrete*, Wittmann, F. H. , Ed., Elsevier, Amsterdam, 1986, 259.

30. N. Saeki, N. Takada and S. Hataya, "On studies for craking and failure of concrete by acoustic emission techniques", in Rev. 33rd General Meet., Cement Association of Japan, Tokyo, 1979, 234.
31. Y. Tanigawa and H. Kobayashi, "A study on acoustic emission of concrete", in Rev. 33rd General Meet., Cement Association of Japan, Tokyo, 1979, 159.
32. Y. Tanigawa, K. Yamada and S. Kiriya, "Power spectra analysis of acoustic emission wave of concrete", in proc. 2nd Austr. Conf. On Engineering Materials, Sydney, 1981, 97.
33. K. Okada, W. Koyanagi and K. Rokugo, "Energy transformation in the fracture process of concrete", in Memoirs of the Faculty of Engineering, Kyoto University, Kyoto, Japan, 34(3), 1977, 389.
34. K. Okada, W. Koyanagi and K. Rokugo, "Energy approach to flexural fracture process of concrete", Trans. Jpn. Soc. Civil Eng., 11, 301, 1979.
35. S. Chhuay, J. Baron and D. Francois, "Mecanique de la rupture appliquee au beton hydraulique", Cement Conc. Res., 9, 641, 1979.
36. S. Chhuay, G. Cannard, J.L. Robert and P. Acker, "Experimental investigations on the damage of cement concrete with natural aggregates, personal communication, 1987.
37. J.M. Berthelot and J.L. Robert, "Modeling concrete damage by acoustic emission", J. Acoust. Emission, 6, 43, 1987.
38. J.M. Berthelot and J.L. Robert, "Application de l'emission acoustique aux mecanismes d'endom-magement dy beton", Bull, liasion Ponts Chaussees, 140, 101, 1985.
39. P. Rossi, "Fissuration du Beton: Du Materiaux a la Structure, Application de la Mecanique Lineaire de la Rupture", Ph.D. thesis, Ecole National des Ponts et Chaussees, Paris, 1986.
40. J.E. Michaels, T.E. Michaels and W. Sachse, "Applications of deconvolution to acoustic emission signal analysis", Mater. Eval., 39, 1032, 1981.
41. Y. Niwa, M. Ohtsu and H. Shiomi, "Waveform analysis of acoustic emssion in concrete", in Memoirs of the Faculty of Engineering, Kyoto University, 43(4), 319, 1981.
42. A. Maji and S.P. Shah, "Initiation and propagation of bond cracks as detected by laser holography and acoustic emission", in Bonding in Cementitious Materials, Mindess, S. And Shah, S. P., Eds., Materials Research Society Symposium Proceeding, Vol. 114, Materials Research Society, Pittsburgh, 1988, 55.
43. D.G. Fertis, "Concrete material response by acoustic spectra analysis", J. Struct. Div., ASCE, 102, 387, 1976.
44. M.p. Rebie, "The distribution of critical and rupture loads and determination of the factor of crackability", in In Situ Nondestructive Testing of Concrete, Malhotra, V. M., Ed., ACI SP-82, American Concrete Institute, Detroit, 1984, 721.

45. E. Sadowska-Boczar, Z. Librant, J. Ranachowski and Z. Cielsa, "Application of acoustic emission to investigate the mechanical strength of ceramic materials", in *Sci.Ceram.*, 12, 1984, 639.
46. H.D. Jeong, H. Takahashi and S. Teramura, "Low temperature fracture behaviour and AE characteristics of autoclaved aerated concrete", (*AAC*), *Cement Concr. Res.*, 17, 743, 1987.
47. S.A. Akers and G.G. Garrett, "Acoustic emission monitoring of flexural failure in asbestos cement composites", *Int. J. Cement Composites Lightweight Concrete*, 5, 97, 1983.
48. Von G. Faninger, K.H. Grünthaler and J.H. Schwalbe, "Faserverstärkter beton und schallemission", (*Fibre-reinforced concrete and acoustic emission*), *Betonwerk - Fertigteil-Technik*, 2, 82, 1977.
49. R.V. Williams, "Acoustic Emission", Adam Hilger, Bristol, 1980, 110.
50. K. Hinrichsmeyer, U. Diederich and U. Schneider, "Thermal induced cracks and acoustic emission in cement paste, mortar and concrete", in *Sci. Ceram. Soc.*, 12, 1984, 667.
51. A.S. Kobayashi, N.M. Hawkins, Y.-L.A. Chan and I.-J. Jin, "A feasibility study of detecting reinforcing-bar debonding by acoustic-emission technique", *Exp. Mech.*, 20, 301, 1980.
52. M.S. Weng, S.E. Dunn, W.H. Hartt and R.P. Brown, "Appliction of acoustic emission to detection of reinforcing steel corrosion in concrete", *Corrosion*, 38, 9, 1982.
53. S.E. Dunn, J.D. Young, W.H. Hartt and R.P. Brown, "Acoustic emission characterization of corrosion induced damage in reinforced concrete", *Corrosion*, 40, 339, 1984.
54. C. Grosse, H. Reinhardt and T. Dahm, "Localization and classification of fracture types in concrete with quantitative acoustic emission measurement techniques", *NDT&E International*, Vol. 30, No.4, pp. 223-230, 1997.
55. Masayasu Ohtsu, "Estimation of Crack and Damage Proression in Concrete by Quantitative Acoustic Emission Analysis", *Materials Evaluation*, May 1999.
56. Anne Van Hauwaert, Francis Delanny, and Jean-Francois Thimus, "Cracking Behavior of Stell Fiber Reinforced Concrete Revealed by Means of Acoustic Emission and Ultrasonic Wave Propagation", *ACI Materials Journal*, May-June 1999.
57. Reglamento CIRSOC 201 y Anexos; "Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras del Hormigón Armado y Pretensado", Tomo I y II, Editado por INTI, 1983.
58. Normas ACI. American Concrete Institute, 1987.
59. M.R. Rixon, "Aditivos para los hormigones", Editores técnicos asociados S.A., 1984.

60. *Comunicación personal con el Ing. Laurence J. Jacobs, Associate Professor Structural Engineering and Mechanics, Georgia Institute of Technology, School of Civil and Environmental Engineering, Atlanta, Georgia.*
61. *Comunicación personal con el Ing. Pedro Feres Filho, Physical Acoustic South America, Brasil.*
62. *Comunicación personal con el Dr. K. Ono, University of California, USA.*

