



**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SUR**

**TESIS DE DOCTOR EN INGENIERÍA**

**“ESTADO DE CONSERVACIÓN DE HORMIGONES ESTRUCTURALES EN  
AMBIENTES URBANOS, RURALES Y MARINOS DE LA CIUDAD DE  
BAHÍA BLANCA Y SU ZONA DE INFLUENCIA”**

**ING. CARLA PRIANO**

**BAHÍA BLANCA**

**ARGENTINA**

**2011**





**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SUR**

**TESIS DE DOCTOR EN INGENIERÍA**

**“ESTADO DE CONSERVACIÓN DE HORMIGONES ESTRUCTURALES EN  
AMBIENTES URBANOS, RURALES Y MARINOS DE LA CIUDAD DE  
BAHÍA BLANCA Y SU ZONA DE INFLUENCIA”**

**ING. CARLA PRIANO**

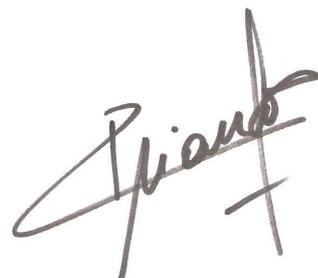
**BAHÍA BLANCA**

**ARGENTINA**

**2011**

## PREFACIO

Esta Tesis se presenta como parte de los requisitos para optar al grado Académico de Doctor en Ingeniería, de la Universidad Nacional del Sur y no ha sido presentada previamente para la obtención de otro título en esta Universidad u otra. La misma contiene los resultados obtenidos en investigaciones llevadas a cabo en el Laboratorio de Estudio y Ensayo de Materiales, del Departamento de Ingeniería y en el Laboratorio de Geoquímica, del Departamento de Geología, durante el período comprendido entre el 20 de diciembre de 2005 y el 05 de agosto de 2010, bajo la dirección de la Dra. Silvina Andrea Marfil, Profesora Asociada del Departamento de Geología de la UNS - Investigador Independiente de la Comisión de Investigaciones Científicas de la Provincia de Buenos Aires - INGEOSUR y del Ing. Luis Traversa, Investigador Principal de la Comisión de Investigaciones Científicas de la Provincia de Buenos Aires - Director del Laboratorio de Entrenamiento Multidisciplinario para la Investigación Tecnológica.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SUR  
Secretaría General de Posgrado y Educación Continua

La presente tesis ha sido aprobada el ..../..../..... , mereciendo la calificación de ..... (.....)

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco a mis directores Dra. Silvina Marfil y Luis Traversa, por la colaboración brindada durante la realización de las experiencias, por acompañarme en todas las instancias del desarrollo del presente trabajo, por su tenacidad y enseñanzas que fueron más allá de lo estrictamente académico. La Dra. Marfil me abrió las puertas del Laboratorio de Geoquímica del Departamento de Geología, me acompañó en las tareas de campo y a través de sus observaciones y conocimientos, me transmitió el apego por la ciencia y la investigación.

Al Departamento de Ingeniería de la Universidad Nacional del Sur, por posibilitar la realización del Doctorado en Ingeniería, y a sus Directores Decanos, Ing. Osvaldo Martínez e Ing. Carlos Rossit, quienes me apoyaron en el inicio de este posgrado y en la etapa final.

A la Ing. Lilia Señas, Profesora de la cátedra Tecnología de los Materiales y Jefe del Laboratorio de Estudio y Ensayo de Materiales del Departamento de Ingeniería de la Universidad Nacional del Sur, quien me abrió las puertas tanto en lo profesional como en lo personal. La Ing. Señas me formó desde antes de finalizar mi grado académico, me brindó generosamente su conocimiento y su experiencia, compartimos vivencias más allá de lo laboral y fundamentalmente, me hizo partícipe de su núcleo afectivo.

Al Sr. Rodolfo Salomón por la ayuda brindada en el diseño gráfico de láminas.

Y muy especialmente a mis padres, mi esposo y mis hijos, quienes resignaron tiempo de compartir en familia y me brindaron un apoyo incondicional para la concreción de este proyecto.

5 de agosto de 2010

Departamento de Ingeniería

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SUR

## RESUMEN

Se evaluó el estado de conservación de estructuras de hormigón sometidas a diferentes condiciones ambientales y se analizó la correlación entre el ambiente de exposición y su correspondiente vida útil. Con el fin de determinar los factores que afectaron la durabilidad del hormigón, se relevaron obras de diferente tipología estructural y edades variables, emplazadas en ambiente urbano, rural y marino de la ciudad de Bahía Blanca y su zona de influencia.

Se realizó una inspección visual con registro fotográfico y se evaluaron las manifestaciones patológicas exhibidas por las diferentes estructuras (fisuras, delaminación, pérdidas del recubrimiento, oquedades, exudados, desarrollo de productos de neoformación, estrechamiento de juntas, desarrollo de reacciones deletéreas como RAS, ataque por sulfato, cloruros, carbonatación). Se caracterizó el hormigón a través de ensayos físicos y mecánicos sobre muestras y/o testigos extraídos en cada una de las obras.

Se realizaron estudios petrográficos para identificar los minerales y rocas que constituyen los agregados finos y gruesos en los hormigones estudiados y determinar si existen componentes potencialmente deletéreos. Se observaron las muestras de hormigón con estereomicroscopio para evaluar su estado general, desarrollo de fisuras, manchas blanquecinas, cristalización de sales, presencia de geles, desarrollo de coronas de reacción en la zona de contacto con las partículas de agregado.

Se confeccionaron secciones delgadas para su estudio con microscopio de polarización a fin de determinar el grado de alteración, reacciones de borde entre el agregado y la pasta, estado del mortero, presencia de microfisuras, carbonatación. Cuando se observaron productos de neoformación, se separaron para su posterior estudio por técnicas analíticas específicas como difracción de rayos X y microscopía electrónica de barrido (SEM/EDS). Mediante la primera se identificaron materiales cristalinos tales como sulfatos (ettringita:  $\text{Ca}_6\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3(\text{OH})_{12}\cdot 26\text{H}_2\text{O}$ ), carbonatos (calcita:  $\text{CO}_3\text{Ca}$ ); aluminosilicatos (ceolitas), portlandita ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ), brucita ( $\text{Mg}(\text{OH})_2$ ) y productos de oxidación de las armaduras de refuerzo como hematita ( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ), akaganeita ( $\text{FeO}(\text{OH})$ ) y lepidocrocita ( $\text{FeOOH}$ ).

Se realizó una evaluación global de la información recogida en cada una de las obras

estudiadas y se elaboraron conclusiones tendientes a diagnosticar las diferentes patologías del hormigón estructural, su vínculo con los materiales que lo componen, su ejecución y la influencia de la acción del medio ambiente en la durabilidad del hormigón. Se hicieron recomendaciones sobre los aspectos necesarios a tener en cuenta en el diseño estructural y en la práctica constructiva de nuevas obras de hormigón, bajo condiciones ambientales similares a las estudiadas.

## **ABSTRACT**

The deterioration state of concrete structures exposed to different environmental conditions was evaluated and the correlation between the environmental exposure and its corresponding service life was analyzed. To determine the factors affecting the concrete durability, an extensive survey of structures of different age and typology, located in urban, rural and marine environments of Bahía Blanca city and its zone of influence, was undertaken.

A visual survey with photographic records was made and the pathological manifestations shown in the different structures (cracks, delaminating, coating losses, voids, reaction products, joint narrow, development of deleterious reactions like ARS, sulphate attack, chlorides, carbonation) were evaluated. The concrete was characterized through physical and mechanics tests on samples and/or cores obtained in each structure.

Petrographic studies were made in order to identify minerals and rocks that constitute the coarse and fine aggregates in the concretes studied and determine if potentially deleterious components were present. The concrete samples were observed with stereomicroscope in order to evaluate their general state, development of fissures, white products, salts crystallization, gels presence, reactions rims in the contact zone with the aggregate particles.

Thin sections were made for their study with polarization microscope in order to determine the alteration degree, rim reactions between aggregate and paste, state of the mortar, presence of microcracks, carbonation. The reaction products, when they were observed, were separated to be studied with analytical specific techniques such as X ray diffraction and scanning electronic microscope (SEM/EDS). By means of the first, crystalline minerals like sulfates (ettringite:  $\text{Ca}_6\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3(\text{OH})_{12}\cdot 26\text{H}_2\text{O}$ ), carbonates (calcite:  $\text{CO}_3\text{Ca}$ );

aluminosilicates (zeolites), portlandite ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ), brucite ( $\text{Mg}(\text{OH})_2$ ) and oxidation products of the reinforcement like hematite ( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ), akaganeite ( $\text{FeO}(\text{OH})$ ) y lepidocrocite ( $\text{FeOOH}$ ), were identified.

A global assessment of the information of the studied structures was made and conclusions were elaborated to diagnose the different pathologies in the structural concrete, their relationship with the materials, the construction and the influence of the environment's action in the concrete durability. Recommendations were made about the aspects necessary to be considered in the structural design and construction practice of new structures in similar environmental conditions as those studied.

*“Si has construido un castillo en el aire, no has perdido el tiempo, es allí donde debería estar. Ahora debes construir los cimientos debajo de él”.*

*George Bernard Shaw*

# ÍNDICE GENERAL

<b>1.</b>	<b>OBJETO DEL TRABAJO .....</b>	<b>9</b>
1.1	Objetivos generales.....	9
1.2	Objetivos específicos.....	10
<b>2.</b>	<b>INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>11</b>
2.1	Historia y evolución.....	11
2.1.1	El concepto de durabilidad a través de la historia.....	11
2.1.2	Evolución de los materiales de la construcción .....	19
2.1.3	Perspectivas a futuro.....	37
2.2	Procesos de deterioro del hormigón.....	43
2.2.1	Factores físicos.....	43
2.2.2	Factores químicos.....	51
2.2.3	Factores biológicos.....	72
2.2.4	Factores mecánicos.....	74
2.3	Fallas de las estructuras.....	74
2.3.1	Fallas en la etapa de proyecto.....	75
2.3.2	Fallas en la etapa de ejecución.....	76
2.3.3	Fallas en la etapa de uso y mantenimiento.....	76
2.3.4	Fallas debido a los materiales.....	78
2.3.5	Fallas por accidentes o desastres naturales.....	78
<b>3.</b>	<b>CARACTERIZACIÓN DE CLIMA Y AMBIENTES.....</b>	<b>79</b>
3.1	Clima.....	79
3.2	Ambientes de emplazamiento.....	93
3.2.1	Ambiente urbano .....	93
3.2.2	Ambiente rural .....	94
3.2.3	Ambiente marino.....	95

3.2.4	Ambiente industrial .....	97
3.3	Clasificación de ambientes agresivos (CIRSOC 201:2005).....	98
3.4	Clasificación de ambientes (EHE-08).....	105
<b>4</b>	<b>ESTRUCTURAS EVALUADAS. RESULTADOS.....</b>	<b>109</b>
4.1	Obras emplazadas en ambiente urbano.....	110
4.1.1	Canal Maldonado.....	111
4.1.2	Estructura Centro Cívico.....	122
4.1.3	Pavimentos urbanos.....	132
4.1.3.1	Estudio estadístico.....	133
4.1.3.2	Autovía de acceso a la ciudad de Bahía Blanca.....	147
4.2	Obras emplazadas en ambiente rural.....	157
4.2.1	Puentes sobre la ruta provincial N° 51.....	158
4.2.2	Dique Paso de las Piedras.....	170
4.2.3	Aeropuerto Comandante Espora.....	177
4.2.4	Ruta de Circunvalación a la ciudad de Bahía Blanca.....	189
4.3	Obras emplazadas en ambiente marino.....	202
4.3.1	Viaducto en Ing. White.....	203
4.3.2	Espigones “Oeste” y “Este”, en Monte Hermoso.....	215
4.3.3	Estructura sobre Av. Argentina, en Monte Hermoso.....	228
<b>5.</b>	<b>ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS.....</b>	<b>236</b>
5.1	Resumen de los resultados.....	236
<b>6.</b>	<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>246</b>
6.1	Perspectivas de futuras líneas de trabajo.....	255
<b>7.</b>	<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>256</b>
<b>Anexo 1</b>	<b>ENSAYOS Y NORMAS UTILIZADAS .....</b>	<b>266</b>
A.1	ASTM C 642-97.....	266
A.2	IRAM 1871:2004.....	268

A.3	IRAM 1857:2000.....	271
A.4	IRAM 1551:2000.....	274
A.5	Profundidad de carbonatación.....	276
A.6	IRAM 1649:1968.....	278
A.7	Microscopía de polarización.....	280
A.8	Difractometría de rayos X.....	281
A.9	Microscopio electrónico de barrido (SEM).....	282
<b>Anexo 2</b>	<b>TABLAS ESTUDIO ESTADÍSTICO DE PAVIMENTOS URBANOS.....</b>	<b>283</b>

## ÍNDICE DE TABLAS

2.1	Contenido de C <sub>3</sub> S, C <sub>2</sub> S y C <sub>3</sub> A [Colina et al., 1968]	39
2.2	Contenido de C <sub>3</sub> S, C <sub>2</sub> S, C <sub>3</sub> A y C <sub>4</sub> AF [Colina et al., 1982]	39
2.3	Informes de dos plantas cementeras argentinas del año 2009	40
2.4	Superficie específica. Informes de tres plantas cementeras argentinas	41
3.1	Valores medios estacionales y anuales de temperatura y precipitación	87
3.2	Valores medios anuales de temperatura, temp. máx., temp. mín. y humedad relativa de la ciudad de Ing. White (período 2005-2010)	93
3.3	Salinidad del agua marina en Puerto Belgrano, Bahía Blanca	95
3.4	Concentración iónica del océano Atlántico	96
3.5	Clases de exposición generales que producen corrosión de armaduras	100
3.6	Clases específicas de exposición que pueden producir degradación distinta de la corrosión de armaduras	102
3.7	Valores límites de sustancias agresivas en aguas de contacto	103
3.8	Valores límites de sustancias agresivas en suelos de contacto	103
3.9	Requisitos de durabilidad a cumplir por los hormigones, en función del tipo de exposición de la estructura	104

3.10	Hormigones con características especiales	105
3.11	Reproducción de la Tabla 8.2.2 Clases generales de exposición relativas a la corrosión de las armaduras de la EHE-08	107
3.12	Reproducción de la Tabla 8.2.3.a Clases específicas de exposición relativas a otros procesos de deterioro distintos de la corrosión, de la EHE-08	108
4.1	Resistencia a compresión de los testigos extraídos - Canal Maldonado	115
4.2	Resistencia a compresión - Estructura Centro Cívico	123
4.3	Densidad, absorción y porosidad - Estructura Centro Cívico	123
4.4	Profundidad y constante de carbonatación - Estructura Centro Cívico	124
4.5	Existencia de juntas de dilatación	136
4.6	Matriz de correlación	137
4.7	Correlación entre variables y primeras tres componentes principales	138
4.8	Matriz de correlación	140
4.9	Correlación entre variables y primeras tres componentes principales	140
4.10	Resistencia a compresión - Autovía de acceso a la ciudad	150
4.11	Densidad, absorción y porosidad - Autovía de acceso a la ciudad	150
4.12	Densidad, absorción, porosidad y profundidad de carbonatación – Puentes sobre Ruta Provincial N° 51	161
4.13	Profundidad y constante de carbonatación – Puentes Ruta Prov. N° 51	162
4.14	Densidad, absorción y porosidad – Dique Paso de las Piedras	172
4.15	Características macroscópicas – Aeropuerto Comandante Espora	179
4.16	Densidad, absorción y porosidad – Aeropuerto Comandante Espora	180
4.17	Resistencia a compresión – Aeropuerto Comandante Espora	181
4.18	Capacidad y velocidad de succión capilar – Aeropuerto Comandante Espora	181
4.19	Densidad, absorción y porosidad – Ruta de Circunvalación	191
4.20	Resistencia a compresión – Ruta de Circunvalación	192
4.21	Capacidad y velocidad de succión capilar – Ruta de Circunvalación	192

4.22	Resistencia a compresión – Muelle en Ing. White	206
4.23	Densidad, absorción y porosidad – Muelle en Ing. White	206
4.24	Penetración de cloruros – Muelle en Ing. White	207
4.25	Profundidad de carbonatación – Muelle en Ing. White	207
4.26	Capacidad y velocidad de succión capilar – Muelle en Ing. White	208
4.27	Densidad, absorción y porosidad – Espigones en Monte Hermoso	219
4.28	Cloruros totales y libres, sulfatos solubles y pH – Espigones en Monte Hermoso	220
4.29	Densidad, absorción y porosidad – Estructura en Monte Hermoso	230
4.30	Cloruros totales y libres - Estructura en Monte Hermoso	231
5.1	Resumen de los resultados de ensayos físicos	237
5.2	Resultados de cloruros totales y libres y sulfatos solubles en las obras emplazadas en ambiente marino	237
5.3	Resultados de resistencia a compresión realizados en cada obra	238
5.4	Resumen de los resultados de los ensayos petrográficos	239
6.1	Detalle de las manifestaciones patológicas observadas en cada obra y sus respectivas causas	247
6.2	Causas de deterioro de las obras analizadas	248
A1.1	Contenido máximo de ión cloruro (Cl <sup>-</sup> ) soluble en agua, en el hormigón endurecido	274
A1.2	Coeficientes de corrección de las dimensiones de los testigos	276
A2.1	Relevamiento del estado de las calles de un sector de la ciudad de Bahía Blanca	283
A2.2	Relevamiento del estado de las calles de otro sector de la ciudad de Bahía Blanca	288

## ÍNDICE DE FIGURAS

3.1	Perfil de temperaturas sobre zona urbana	81
3.2	Frecuencia media anual de heladas	83
3.3	Temperatura media anual	83
3.4	Mapa de isotermas	84
3.5	Humedad relativa media de julio	84
3.6	Precipitación media anual	85
3.7	Mapa de isohietas	85
3.8	Rosa de los vientos de Bahía Blanca	86
3.9	Diagrama ombrotérmico de Bahía Blanca (Período 1981-1990)	87
3.10	Itinerarios de medición, transectas Noreste-Suroeste (A-B) y Noroeste-Sureste (C-D)	88
3.11	Mediciones diurnas en la dirección Noreste-Suroeste (A-B)	89
3.12	Mediciones nocturnas en la dirección Noreste-Suroeste (A-B)	90
3.13	Intensidad y frecuencia de vientos, Monte Hermoso (Promedios 1996-1999)	91
3.14	Clasificación de las zonas de exposición marina	97
4.1	Plano de ubicación de estructuras relevadas en ambiente rural y marino	109
4.2	Plano de ubicación de estructuras relevadas en ambiente urbano	110
4.3	Plano de Bahía Blanca donde se aprecia la traza del Arroyo Napostá	112
4.4	Progreso de la carbonatación – Estructura Centro Cívico	126
4.5	Relación entre porosidad y profundidad de carbonatación	126
4.6	Mapa del sector estudiado de la ciudad de Bahía Blanca	134
4.7	Porcentaje de calles construidas por décadas	136
4.8	Estado de juntas de contracción	137
4.9	Grafico de las variables – 1º grupo de calles	138

4.10	Grafico de las calles en el plano de las dos primeras CP	139
4.11	Gráfico de las calles en el plano de las dos primeras CP	141
4.12	Grafico de las variables – 2° grupo de calles	141
4.13	Plano de ubicación de los pavimentos urbanos estudiados	142
4.14	Relación entre porosidad y profundidad de carbonatación	151
4.15	DRX – Autovía de acceso a la ciudad	152
4.16	Progreso de la carbonatación – Puentes Ruta Provincial N° 51	163
4.17	Relación entre porosidad y profundidad de carbonatación	164
4.18	DRX – Puentes Ruta Provincial N° 51	166
4.19	Relación entre porosidad y profundidad de carbonatación	180
4.20	Succión capilar – Aeropuerto Comandante Espora	182
4.21	Sectores relevados de la ruta de Circunvalación	189
4.22	Relación entre porosidad y profundidad de carbonatación	191
4.23	Succión capilar – Ruta de Circunvalación	193
4.24	Esquema del viaducto con los sectores muestreados	205
4.25	Succión capilar – Viaducto en Ing. White	208
4.26	DRX – Viaducto en Ing. White	211
4.27	Esquema de las zonas de agresividad	216
4.28	Esquema de la toma de muestras en el espigón Oeste	217
4.29	DRX material blanquecino – Espigones en Monte Hermoso	223
4.30	DRX producto de oxidación – Espigones en Monte Hermoso	223
4.31	Sectores de muestreo	230
5.1	Correlación entre resistencia y porosidad	243
5.2	Correlación entre profundidad de carbonatación y porosidad	244
A1.1	Gráfico esquemático del agua absorbida en función del tiempo	270
A1.2	Representación gráfica de la determinación del tiempo necesario para que la carbonatación alcance la armadura	278

## ÍNDICE DE LÁMINAS

4.1	Relevamiento del canal aliviador Maldonado	119
4.2	Canal Maldonado en distintas épocas	120
4.3	Petrografía	121
4.4	Relevamiento del edificio Centro Cívico	129
4.5	Biodeterioro	130
4.6	Biodeterioro y petrografía	131
4.7	Relevamiento de pavimentos urbanos	146
4.8	Relevamiento de la autovía de acceso a la ciudad de Bahía Blanca	155
4.9	Petrografía	156
4.10	Relevamiento de los puentes de la Ruta Provincia N° 51	168
4.11	Petrografía y microscopía	169
4.12	Ubicación y secciones del Dique Paso de las Piedras	174
4.13	Relevamiento del camino de acceso y de coronamiento del dique	175
4.14	Petrografía del hormigón	176
4.15	Zonas relevadas del aeropuerto Comandante Espora	186
4.16	Relevamiento del aeropuerto Comandante Espora	187
4.17	Petrografía del hormigón	188
4.18	Relevamiento de la ruta de Circunvalación	197
4.19	Petrografía del sector 1	198
4.20	Petrografía del sector 2 y sector 3	199
4.21	Petrografía del sector 4.	200
4.22	Microscopía electrónica de barrido (SEM-EDS)	201
4.23	Relevamiento del Viaducto en Ing. White y testigos extraídos	213
4.24	Petrografía del hormigón	214
4.25	Relevamiento de los espigones en Monte Hermoso	225
4.26	Relevamiento de los espigones en Monte Hermoso	226
4.27	Petrografía del hormigón	227
4.28	Relevamiento de la estructura Av. Argentina en Monte Hermoso	234
4.29	Petrografía del hormigón	235

# **CAPITULO 1**

## **OBJETO DEL TRABAJO**

Las estructuras de hormigón se ejecutan para una cierta vida útil, a pesar de ello, un gran número de obras comienzan a deteriorarse mucho tiempo antes del previsto en su diseño original. Para poder seguir prestando sus funciones, se hace necesario realizar intervenciones extraordinarias de mantenimiento, reparaciones y hasta reemplazos de la misma estructura o de parte de ella. Esta disminución de la vida en servicio de una obra se debe a la calidad de los materiales usados en el hormigón y a su ejecución, como así también a la acción combinada de diferentes agentes agresivos, factores que afectan directamente a la durabilidad de las estructuras de hormigón.

El presente trabajo de tesis fue motivado por la observación del deterioro prematuro de estructuras de hormigón, emplazadas en diferentes ambientes en la ciudad de Bahía Blanca y en la región circundante, a pesar de los avances en el conocimiento de las causas que provocan su degradación y los mecanismos de falla.

Estos estudios contribuirán al desarrollo económico y social de la región, ya que se podrán diseñar y ejecutar hormigones estructurales más durables, es decir, que permitan mantener durante la vida útil de la estructura, condiciones aceptables de seguridad, funcionalidad y estética.

Los resultados que se alcancen también permitirán ser aplicados en otras regiones del país con condiciones similares medio ambientales.

### **1.1 OBJETIVOS GENERALES**

- Evaluar el estado de conservación de hormigones sometidos a diferentes condiciones ambientales de estructuras ubicadas en la ciudad de Bahía Blanca y en la región circundante.

- Elaborar conclusiones tendientes a diagnosticar las diferentes patologías del hormigón estructural, su vínculo con los materiales que lo componen, su ejecución y la influencia de la acción del medio ambiente en la durabilidad del hormigón.
- Realizar recomendaciones sobre los aspectos necesarios a tener en cuenta en el diseño y la construcción de nuevas obras de hormigón, bajo condiciones similares a las analizadas.

## **1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Se seleccionarán estructuras de hormigón ubicadas en distintos ambientes y de diferentes edades. Se trabajará en obras urbanas, rurales y expuestas a la acción del mar, a fin de determinar los factores que afectan la durabilidad.
- Se estudiará la composición petrográfico-mineralógica de los agregados gruesos y finos que constituyen el hormigón y su influencia sobre la durabilidad.
- Se evaluará la microestructura del hormigón a través de estudios petrográficos que permitan diagnosticar el estado de la interfase agregado-mortero, presencia de productos de neoformación, desarrollo de microfisuras, porosidad.
- Se analizarán globalmente los resultados obtenidos en los diferentes ensayos físicos, químicos y petrográfico-mineralógicos efectuados sobre el hormigón. Se evaluará el estado de conservación de las estructuras y se determinarán las causales de los deterioros observados, englobando a las mismas en fallas de proyecto, ejecución, materiales y/o uso y mantenimiento.

## **CAPITULO 2**

### **INTRODUCCIÓN**

#### **2.1 HISTORIA Y EVOLUCIÓN**

##### **2.1.1 El concepto de durabilidad a través de la historia**

El concepto de durabilidad en las estructuras no es un tema de la época actual, erigir construcciones resistentes y durables, para preservar la vida en servicio de sus obras, fue una preocupación de las civilizaciones más antiguas, aún careciendo de un sustento científico.

Desde los orígenes de la historia, el hombre conoció las características de los materiales que podía obtener de la naturaleza y optimizó el empleo de cada uno de ellos teniendo en cuenta el comportamiento requerido en servicio. Por ejemplo, los pueblos que disponían de madera en forma abundante, la utilizaban como material de construcción, pero sabían que debían protegerla ya que su vida útil era menor que la de la roca. Los antiguos egipcios utilizaban el ladrillo crudo en sus viviendas para tener una duración acorde con la escala de tiempos de la vida humana, mientras que construían con roca las tumbas de los faraones para que duraran por siempre. Aplicaban un criterio de selección de materiales en función de la vida en servicio requerida. Los romanos utilizaban sillares de roca, morteros de cal con buenas puzolanas y formas estructurales que trabajaban fundamentalmente a compresión, de forma tal que aseguraron siglos de vida en servicio, con algunos fracasos que se fueron superando con la experiencia. Fue así que el hombre aprendió, aplicando el método de prueba y error, a diseñar obras de infraestructura que duraran siglos y viviendas que sirvieran a varias generaciones.

El desarrollo científico y tecnológico de los siglos XVIII y XIX aportó dos nuevos materiales: el cemento portland y el acero. El primero mejoró algunas propiedades del aglomerante romano, pero también introdujo compuestos que, bajo determinadas condiciones del medio ambiente o de composición del hormigón, afectaron desfavorablemente a la vida en servicio de las estructuras. El acero impulsó los avances en los diseños estructurales, pero

tenía algo en común con la madera: debía ser protegido superficialmente para evitar su deterioro.

Debe recordarse que la palabra “hormigón”, tiene su origen en el parecido de este material con un bizcocho de nombre "formigò", que se preparaba con almendras, harina, leche y huevos. Las almendras estaban enteras y recordaban a los áridos gruesos incluidos en el mortero.

La primera acepción de la palabra hormigón en el diccionario de la Real Academia Española es del año 1734. Por otro lado, se cita por primera vez, en el año 1788, en el Diccionario de las Nobles Artes para la Instrucción de Aficionados de España, definiéndolo como “Argamasa compuesta de piedrecillas menudas, cal y betún que dura infinito”. Es importante esta definición, ya que desde ese momento se incorpora implícitamente el concepto de durabilidad del material [RAE, 1734].

Los vocablos francés "béton" y el alemán "Beton", que designan al mismo material, derivan del latín "bitumen / bituminis" que significa "lodo que se va espesando", mientras que el vocablo inglés "concrete", empleado para denominar a este material, también deriva del latín teniendo el significado de denso ó compacto.

Para asegurar el buen desempeño durante su vida útil, surgió la necesidad de estudiar al material no solo desde su aspecto resistente, sino los aspectos de durabilidad. En la actualidad, se está requiriendo una vida en servicio mayor a 100 años para determinadas tipologías estructurales. Por lo tanto, los materiales seleccionados para construir deberán tener una velocidad de degradación que no los altere significativamente durante ese prolongado período de vida.

A partir de la década del '70 se ha puesto énfasis en vincular el proceso de degradación con la vida en servicio requerida. La vida útil pasó a ser un parámetro a partir del cual se diseñan los aspectos que inciden directamente en la duración de las estructuras y que está o deberá estar implícito en los códigos de seguridad para garantizar una vida en servicio compatible con los intereses generales de la sociedad [Giovambattista, 1999].

Hace más de 4000 años, Hammurabi, el rey que llevó a Babilonia a su máximo esplendor, dictó una serie de reglas básicas para prevenir defectos en las construcciones, que pueden ser catalogadas como la primera referencia a lo que hoy en día se denomina patología estructural. El conjunto de leyes, conocido como el Código de Hammurabi, es el más antiguo repertorio legislativo que se conserva. Comprende más de 200 normas escritas en tabletas y luego esculpidas en bloques de piedra negra de dos metros de alto, para ser llevadas a distintos lugares del reino.

Algunas de las reglas básicas contenidas en el Código de Hammurabi sobre la responsabilidad de los constructores, son las siguientes:

*229 - Si un constructor construye una casa, pero su obra no es lo bastante resistente, y luego resulta que la casa que él ha construido se derrumba causando la muerte del propietario de la misma, el constructor será condenado a muerte.*

*230 - Si el derrumbamiento causa la muerte del hijo del dueño, se condenará a muerte al hijo del constructor.*

*231 - Si quien fallece es un esclavo del propietario, el constructor deberá indemnizarle con un esclavo del mismo valor.*

*232 - Si el derrumbamiento destruye la propiedad, tendrá que pagar todo lo que se destruyó. Es más, por no haber construido la casa con las debidas condiciones de resistencia de tal manera que se derrumbó, se verá obligado a reedificarla de su propio peculio.*

*233 - Si el constructor construye la casa, pero no remata bien su obra, de forma que se derrumba la pared, deberá levantar dicha pared por sus propios medios.*

En la actualidad, existe una forma menos drástica de asegurar que una construcción tenga continuidad a lo largo de los años, es decir mantener requisitos mínimos de seguridad, estabilidad y funcionalidad durante un período de tiempo (vida útil) sin costos inesperados de mantenimiento o reparación. Hoy en día, los códigos o reglamentos de seguridad estructural están evolucionando en el tratamiento de los conceptos de durabilidad y vida en servicio de las estructuras. Se pueden distinguir tres niveles de avance, logrados en este proceso de cambio [Giovambattista, 2001].

Un primer nivel es el planteo prescriptivo tradicional que se apoya en: la exigencia de condiciones en la dosificación de los hormigones (relación a/c, contenido de cemento, tipo de

cemento, etc.), la clasificación o tipificación de la agresividad del medio ambiente, los niveles admisibles de sustancias agresivas y parámetros de diseño, tales como recubrimientos mínimos, fisuración admisible y detalles de armado. Los valores son adoptados en base a experiencias y antecedentes previos. Este tipo de reglamentos no es representativo cuando las condiciones de exposición son diferentes y/o aparecen nuevos materiales con distinto comportamiento. El riesgo de este tipo de códigos es que se conviertan en un obstáculo más que en un apoyo al desarrollo de nuevos materiales y tecnologías. Este esquema normativo es el que se usó en los reglamentos argentinos, incluyendo el CIRSOC 201 vigente [Reglamento CIRSOC 201, 1982].

El principal inconveniente de este tipo de enfoque es la falta de procedimientos para verificar la conformidad de las especificaciones. Por ejemplo, no existen normas para medir la relación a/c en el hormigón fresco, más aún, la creciente tendencia del uso de cementos compuestos, torna el concepto de a/c menos significativo. Con respecto a la colocación, compactación y curado, la mayoría de los códigos indican reglas de buena práctica, librando la observancia de estas pautas a la responsabilidad del constructor y a lo estricto de la inspección. Algo similar sucede con el espesor del recubrimiento de armaduras. Aún con un control de los recubrimientos nominales, se puede producir un desplazamiento en la ubicación de las barras de refuerzo debido a la mala fijación o a la circulación de personal o equipos sobre las mismas durante el hormigonado [Torrent, 2005].

Un segundo nivel, el prescriptivo avanzado, es el que alcanzaron los códigos que son considerados de referencia en el ámbito internacional: Código Modelo CEB-FIP [CEB, 1991], normas de la CEE [UNE, 1992] y código ACI 318 del American Concrete Institute [ACI 318, 1995 y 2002]. A los requisitos prescriptivos del primer nivel se le suman requisitos prestacionales, basados en la performance: resistividad eléctrica, absorción capilar, permeabilidad a gases y líquidos, etc. Este esquema se aplicó en el proyecto CIRSOC 201, nuevo reglamento argentino en trámite de aprobación [Reglamento CIRSOC 201, 2005].

El tercer nivel está en desarrollo y se basa en la posibilidad de predecir la vida útil de las estructuras, es el diseño prestacional. La durabilidad tiene que tratarse en forma explícita, el comportamiento y el mantenimiento de la estructura durante su vida en servicio, deben estar claramente indicados. Las bases del diseño tienen que ser los requisitos de funcionamiento y el comportamiento en servicio, con un formato similar al del diseño por cargas. La calidad

del hormigón a los efectos resistentes debe elegirse igual o mayor que la necesaria por razones de durabilidad. Los códigos y reglamentos basados en criterios de performance promueven el desarrollo de nuevos materiales y nuevas tecnologías, incentivan el incremento de la eficiencia y la optimización de costos. Como ejemplo se puede mencionar la aproximación a la corrosión por carbonatación que realizó el Boletín 238 del CEB [CEB, 1997] y la norma europea European Standard EN 206-1 [European Standard EN 206-1, 2000], que plantea un método de diseño prestacional por durabilidad.

Algunos Reglamentos han incorporado una clasificación detallada del medio de exposición en función del proceso de deterioro que puede afectar al hormigón y a las armaduras. Además, se han incluido, a modo de requisitos prestacionales, exigencias destinadas a evaluar la calidad del hormigón de recubrimiento a través de propiedades de transporte que aportan información sobre la conectividad de la estructura porosa y del factor de retardo. Tal es el caso de nuestro reglamento CIRSOC 201:2005, en el que se fija un valor límite para la velocidad de succión capilar de hormigones en estructuras emplazadas en ambientes con cierto tipo de exposición.

El punto más cuestionado en el diseño por durabilidad, quizás por lo difícil que resulta implementarlo en la práctica, es el referido a definir la velocidad de ingreso del agresivo a través del hormigón mediante modelos sencillos y accesibles que permitan inferir, con cierta fiabilidad, la vida en servicio conforme al proceso de deterioro que prevalece [Eperjesi, 2010]. No obstante existen avances al respecto. La Federación Internacional del Hormigón (*fib*) ha publicado en el Boletín 34 [*fib* Bulletin 34, 2006], un enfoque probabilístico para el diseño por durabilidad según distintos procesos de deterioro, con la intención de incorporar el material contenido en dicho documento, en el Código Modelo de la *fib* (Model Code for Service Life Design).

Otro avance es el introducido por la Instrucción del Hormigón Estructural, [EHE-08, 2008] que regula el proyecto y ejecución de las estructuras de hormigón en España. La nueva Instrucción EHE presenta distintos aspectos relevantes vinculados a la durabilidad, en particular se incluyó un anexo, Anejo 9º, en el que se establecen pautas para la comprobación del estado límite de durabilidad cuando la degradación se debe a la corrosión inducida por cloruros o carbonatación del recubrimiento. En dicho anexo se define el estado límite de durabilidad: “fallo producido al no alcanzarse la vida útil de proyecto de la estructura, como

consecuencia de que los procesos de degradación del hormigón o de las armaduras alcancen el grado suficiente como para que impidan que la estructura se comporte de acuerdo a las hipótesis con las que ha sido proyectada”.

Para la comprobación del estado límite de durabilidad la EHE-08 contempla un procedimiento semiprobabilístico, similar al utilizado en los otros estados límite. El método general de cálculo comprende las siguientes fases:

1) Elección de la vida útil de proyecto: la vida útil nominal o de proyecto ( $t_g$ ) se fija en función del tipo, destino e implicancia económica de la estructura. La EHE-08 sugiere un valor de 50 años para edificios de vivienda u oficinas, puentes pequeños, estructuras civiles de repercusión económica baja o media y de 100 años para edificios de gran envergadura, estructuras de importancia especial y repercusión económica alta.

2) Identificación de las clases de exposición ambiental a las que puede estar sometida la estructura: el tipo de exposición se clasifica de acuerdo a los factores agresivos presentes en el medio y se identifica el proceso de degradación predominante.

3) Selección del modelo de durabilidad correspondiente a cada proceso de degradación: una vez que se ha identificado el proceso de degradación que prevalece y el mecanismo de transporte que rige el ingreso del agresivo a través del hormigón, se debe modelar la velocidad de avance del deterioro. La EHE-08, en el anexo 9º, referido a consideraciones adicionales sobre durabilidad, propone dos modelos para la corrosión de las armaduras inducida por cloruros y carbonatación del recubrimiento, a través de los cuales es posible estimar la vida útil ( $t_L$ ).

4) Comprobación del estado límite: para el proceso de degradación identificado como relevante para la durabilidad de la estructura, la Instrucción contempla un procedimiento de carácter semiprobabilístico, de forma análoga al adoptado para el resto de los estados límite, en el que se debe satisfacer la condición:

$$t_L > t_d$$

$$t_d = \gamma_t * t_g$$

donde:

$t_L$ : valor estimado de la vida útil

$t_d$ : valor de cálculo de la vida útil. Se define la vida útil de cálculo, como el producto de la vida útil de proyecto por un coeficiente de seguridad:

$\gamma_t$ : coeficiente de seguridad de vida útil, se propone adoptar  $\gamma_t = 1.10$

$t_g$ : vida útil de proyecto

En el caso de corrosión, tanto por cloruros como por carbonatación, el tiempo total  $t_L$  necesario para que el ataque o degradación sea significativo, se puede expresar como la suma de dos períodos bien diferenciados: el de iniciación ( $t_i$ ), que corresponde al tiempo que tarda el frente de penetración del agresivo en alcanzar la armadura provocando el inicio de la corrosión; y el de propagación ( $t_p$ ), que es el tiempo durante el cual la armadura se deteriora hasta llegar a un valor inaceptable para la seguridad, funcionalidad o estética de la estructura.

Tanto la carbonatación como la penetración de cloruros son procesos de difusión en el hormigón a través de sus poros, que pueden ser modelizados de acuerdo con la siguiente expresión:

$$d = K * \sqrt{t}$$

$d$ : profundidad de penetración del agresivo, para una edad  $t$ .

$K$ : coeficiente que depende del tipo de proceso agresivo, de las características del material y de las condiciones ambientales.

En el caso particular de la carbonatación, para calcular el período de iniciación se aplica la ley de la raíz cuadrada del tiempo:

$$t_i = (d/K_c)^2$$

Donde  $t_i$  representa el tiempo, en años, para que la carbonatación penetre una profundidad  $d$ , expresada en mm y  $K_c$  es el coeficiente o constante de carbonatación. El valor de  $K_c$  se lo puede obtener mediante la siguiente expresión, la cual pone de manifiesto la importancia que se le atribuye al microclima, en particular al contenido de humedad que rodea la estructura:

$$K_c = C_{env} * C_{air} * a * (f_{cm})^b$$

$C_{env}$ : coeficiente de ambiente, tiene en cuenta el contenido de humedad en contacto con el hormigón. Se le asigna un valor de 1 para ambientes protegidos de la lluvia y 0,5 para expuestos a la lluvia.

$C_{air}$ : coeficiente de aireantes, contempla el contenido de aire intencionalmente incorporado al hormigón. Se le asigna un valor de 1 para contenidos de aire menores al 4,5%, y de 0,7 para contenidos mayores o iguales a 4,5%.

$f_{cm}$ : resistencia media del hormigón a compresión, en MPa, que puede estimarse a partir de la resistencia característica especificada ( $f_{ck}$ ), considerando que  $f_{cm} = f_{ck} + 8$ .

a, b: parámetros que dependen del tipo de ligante. Para un cemento portland normal a: 1800 y b: -1,7.

El período de propagación se considera concluido cuando se produce una pérdida de sección de la armadura inadmisibles o cuando aparecen fisuras en el recubrimiento de hormigón. Se lo puede calcular con la expresión:

$$t_p = (80 r) / \emptyset (V_{corr})$$

Donde  $t_p$  representa el tiempo de propagación en años; r es el espesor de recubrimiento en mm,  $\emptyset$  el diámetro de la armadura en mm y  $V_{corr}$  la velocidad de corrosión en  $\mu\text{m/año}$ . A falta de datos experimentales específicos para el hormigón y las condiciones ambientales concretas de la obra, la velocidad de corrosión puede considerarse igual a 3  $\mu\text{m/año}$  para ambientes con humedad elevada y 2  $\mu\text{m/año}$  para humeada media.

La vida útil estimada resulta de la suma de los períodos de iniciación y propagación. Este tiempo  $t_L$  es el que interviene en la comprobación del estado límite de durabilidad, debe ser comparado con el valor de cálculo de la vida útil  $t_d$ .

El concepto de diseño por performance mediante requisitos que vinculan el desempeño de la estructura con el medio de exposición y las características del hormigón de recubrimiento, en especial su calidad evaluada a través de la conectividad de su estructura porosa, está siendo incluido en varios códigos y reglamentaciones de diversos países. Los más avanzados en este sentido, son Australia, Nueva Zelanda, Canadá, Sudáfrica y la Unión Europea, siendo Australia el país que se destaca como líder en el uso de especificaciones prestacionales [Bickley et al., 2006].

El planteo de diseño prestacional requiere establecer un modelo matemático de predicción de la vida en servicio, basado en conocimientos científicos, para cada uno de los procesos de degradación. Además, requiere la búsqueda y calibración de métodos de ensayo que permitan cuantificar las variables incluidas en dicho modelo de predicción. En base a esta necesidad, surge el concepto de “indicadores de durabilidad” [Baroghel-Bouny, 2002] como aquellas propiedades medidas en el hormigón que puedan reflejar aspectos de la microestructura o del transporte de moléculas e iones en su interior. Deben ser variables simples, pero relevantes, que cuantifiquen la calidad del material y que sean capaces de predecir el fenómeno patológico para ofrecer respuestas prácticas y posibles de aplicar en la industria actual. Algunos de los métodos disponibles para analizar la durabilidad de una estructura de hormigón, han probado ser eficientes. En otros casos, la experiencia indicó que eran ineficaces y debieron ser reemplazados. Tanto los modelos de degradación como los ensayos necesarios para adoptar especificaciones prestacionales, están sujetos a cambios y ajustes permanentes que derivan de la retroalimentación del desempeño de las estructuras en servicio.

### **2.1.2 Evolución de los materiales de la construcción**

Desde sus orígenes, el hombre utilizó los materiales que podía obtener de la naturaleza y optimizó su empleo teniendo en cuenta el comportamiento requerido en servicio de cada uno de ellos, llegando a un nivel admirable, como en el caso de las construcciones en roca, que aún hoy no han sido superadas.

Los grandes cambios en la forma de construir, a lo largo de la historia de la humanidad, se deben al descubrimiento de nuevos materiales estructurales y al dominio del conocimiento de sus propiedades mecánicas. Los arquitectos e ingenieros de todas las épocas tuvieron que utilizar, creativa e inteligentemente, las escasas opciones de materiales constructivos: roca, madera, arcilla, acero y uno de los descubrimientos más interesantes de la historia, el hormigón. Este último se transformó en el material más usado por el hombre después del agua, revolucionando el arte de proyectar y construir estructuras.

Probablemente, el empleo de materiales cementantes se remonta al inicio de la civilización cuando el hombre se vio en la necesidad de construir su habitación con arcilla o con una mezcla de cal y arena para unir las piedras y conformar una estructura simple que le sirviera

de protección. Existen hallazgos que permiten afirmar que una de las primeras construcciones en material aglomerante u hormigón rudimentario (unión de tierra caliza, arena, gravas y agua) data de 7.600 años. Esta mezcla fue utilizada para el piso de las chozas de un pueblo de la edad de piedra en las riveras del río Danubio en Yugoslavia. Los análisis de laboratorio revelaron que el material empleado como cementante, había sido cocido previamente [FIHP].

### **Los primeros pasos en el proyecto y la construcción de estructuras**

Los antiguos egipcios emplearon dos tecnologías diferentes: construyeron sus viviendas, con mampostería de ladrillos de barro secos al sol y asentados en un mortero de arcilla; y los templos y tumbas de sus faraones, con bloques de roca para que durasen una eternidad. El barro con que fabricaban los ladrillos era una mezcla de arcilla aluvial del Nilo y arena. Cuando el porcentaje de arcilla era muy alto, su secado se demoraba y se fisuraban por contracción. Para evitarlo le incorporaban arena, fibras vegetales picadas y otros materiales orgánicos. La durabilidad de estos ladrillos resultaba satisfactoria por el clima muy seco de la región.

Alrededor de 2.750 a.c., los egipcios dominaron el arte de construir estructuras con bloques de roca, sustituyendo los materiales más usados hasta entonces, la madera y la arcilla. Inventaron métodos y procedimientos para trabajar correctamente este material de construcción, creando estructuras estables y durables. Algunos autores que estudiaron la composición de morteros antiguos sostienen que la integridad mecánica que demostraron las pirámides a lo largo de la historia, está directamente relacionada al mortero utilizado para rellenar fisuras y huecos entre macizos de roca. Las mezclas utilizadas por los egipcios estaban compuestas principalmente por: yeso, anhidrita, calcita, piedra caliza arcillosa y arena cuarcítica [Bonen et al., 1994].

Si bien los egipcios dominaron el arte de construir estructuras con bloques de roca, los primeros constructores no siempre acertaron en sus cálculos, también hubo errores en el diseño de algunas pirámides que los ayudaron a evolucionar. Así, en Saqqara una pirámide se derrumbó y quedó como mudo testigo de un diseño demasiado audaz. En otra ocasión, un diseño equivocado se trató de corregir disminuyendo la inclinación de las caras laterales. A pesar de estos fallos y habiendo aprendido de ellos, los egipcios dominaron el arte de construir majestuosas obras de arquitectura. Algunos siglos después, otros pueblos apenas

daban sus primeros pasos. Por ejemplo, en Inglaterra, otro monumento monolítico, Stonehenge, que data de 2.300 a.c., era todavía mucho menos elaborado desde el punto de vista de la ingeniería estructural.

Los antiguos griegos (500 a.c.) mezclaron compuestos basados en caliza calcinada (cal viva) y agua, a la que se le adicionaba arena. La inclusión a estas mezclas, de piedra triturada, tejas rotas o ladrillo, dieron origen al primer hormigón de la historia. Probablemente, la civilización romana copió la idea de la producción de este incipiente hormigón de los griegos, para mejorarlo y evolucionar hacia un material de mejores prestaciones.

Como los morteros de cal viva no resistían muy bien la acción del agua durante períodos largos, se presume que los romanos le incorporaron toda clase de agregados a esta mezcla y durante estas pruebas empíricas descubrieron que la arena proveniente de ciertas rocas volcánicas otorgaba mayor resistencia y duración a los morteros, tanto en contacto con agua dulce como salada. Los romanos usaron un material con apariencia de arena rosada que se encuentra en gran cantidad alrededor de la bahía de Nápoles. Se trata de ceniza volcánica que contiene sílice y alúmina y al combinarse químicamente con la cal da como resultado lo que hoy en día se conoce como cemento puzolánico. Este nombre obedece a que se le encontró por primera vez en la región donde estaba la población de Puzzuoli, cerca del Monte Vesubio.

El segundo de los diez libros de Arquitectura de Marco Vitruvio Polion, hito en la historia de la literatura científica (entre el 35 y el 25 a.c.), hace referencia al “polvo de Puzzuoli”:

*"... Encontramos también una clase de polvo que encierra verdaderas maravillas, de un modo natural. Se da en la región de Bayas, en las comarcas de los municipios situados cerca del volcán Vesubio. Mezclado con cal y piedra tosca, ofrece una gran solidez a los edificios e incluso en las construcciones que se hacen bajo el mar, pues se consolida bajo el agua. Parece que esta particularidad se debe a que, bajo las montañas, hay tierras ardientes y abundante agua caliente, que no se darían si no hubiera en las profundidades magma en grandes cantidades, que arde o bien por el azufre, o bien por el alumbre, o por el betún."*  
[Morgan, 1960].

El término puzolana, se aplica hoy en día, a una variedad de adiciones como cenizas volantes, humos de sílice, escoria de alto horno, arcillas calcinadas artificialmente. Son todos materiales alumino-silíceos reactivos que en contacto con hidróxido de calcio y agua forman una serie de alumino-silicatos de calcio hidratados, con el mismo efecto cementante que las cenizas volcánicas de los hormigones romanos.

Si bien los romanos no fueron los primeros en usar puzolanas reactivas en hormigón, merecieron el crédito por el desarrollo de las técnicas sistemáticas de su aplicación [Silva et al., 2005]. Esto se evidencia al ver los acueductos, templos y caminos que existen hoy en día y que dan testimonio de la resistencia y durabilidad que lograron los hormigones romanos. Algunos autores sostienen que la excelente performance de estos hormigones a través del tiempo se debe no solo a los materiales utilizados sino, a los métodos constructivos y a la buena compactación que lograron [Malinowski, 1979].

Con este hormigón puzolánico los romanos construyeron numerosos acueductos, caminos y entre algunas obras de ingeniería, el teatro de Pompeya, la Basílica de Constantino, el Panteón y el Coliseo. Existen evidencias de intentos romanos para reforzar algunas de las estructuras que construyeron, con barras y láminas de bronce. Sin embargo, como los resultados no fueron satisfactorios, porque se presentaban agrietamientos y descascaramientos, diseñaron sus obras con tipologías estructurales de compresión dominante, resultando estructuras con muros excesivamente gruesos y pesados, algunos de más de 8 metros de espesor. Para reducir el peso de los muros se optó por aligerar el hormigón mediante la utilización de agregado de baja densidad de procedencia volcánica y el diseño de arcos.

Con la técnica de hormigón alivianado fueron construidos algunos arcos del Coliseo romano, la Basílica de Constantino y el Panteón, el cual es una de las estructuras antiguas más interesantes por su osadía constructiva. Se sabe que los ingenieros de Adriano, para la construcción del Panteón, forraron los fosos de cimentación con madera y los rellenaron con cemento de puzolona al cual se le agregaba poco agua, de manera que se lograba una composición casi seca. Esta mezcla se llevaba en cestas y se vertía sobre una capa de rocas; luego se apisonaba el mortero en piedra caliza. Este apisonamiento empaquetaba el mortero, reduciendo la necesidad de agua pero, al mismo tiempo, beneficiaba la adherencia de la mezcla [Celis Navarro, 2007].

Por otro lado, se buscó reducir el peso de la cúpula por dos medios: se aligeraron los materiales: en lugar del travertino empleado en la cimentación, en la cúpula se utilizó un agregado más liviano como la piedra pómez (pumicita), y se redujo paulatinamente el espesor de la cáscara muraria hacia arriba: desde 5,90 m inicialmente hasta 1,50 m [Moore, 1999].

Toda la obra fue construida sin ningún tipo de barras de refuerzo para tomar los esfuerzos de tracción. Hoy en día ningún ingeniero se atrevería a construir una estructura de este tipo sin armaduras de acero, los propios códigos de construcción no lo permitirían. Es por ello que se ha llegado a pensar que la obra goza de “protección divina”; sin embargo, su mérito es sencillamente técnico. El alto grado de resistencia del hormigón hecho con cal y puzolana finamente molida, sigue un proceso gradual a través de los numerosos casetones, de modo que la estructura es más pesada en la parte inferior que en la superior, al tiempo que el óculo aligera la carga funcionando además como anillo de compresión.

No todas las estructuras romanas fueron realizadas con este hormigón puzolánico, una investigación comparativa aplicando diferentes técnicas (microscopía óptica, SEM, DRX y FT-IR) caracterizó los morteros antiguos de dos obras: el Coliseo y un tanque cisterna de la legión Romana en Albano Laziale. Se llegó a la conclusión que gran parte del mortero del Coliseo estaba constituido por cal, que luego se convertiría en calcita, mientras que la mayoría del mortero de la cisterna, era puzolánico. Se supone entonces que la elección del mortero a utilizar estaba en relación directa con los requerimientos de resistencia al agua: en la cisterna, un material puzolánico de alta calidad, mientras que en el Coliseo, uno con diferente relación cal/puzolana de menor calidad [Silva et al., 2005].

Si bien los romanos usaron su hormigón puzolánico en muchas estructuras a lo largo de todo su imperio (análisis químicos sobre muestras de mortero de varios puertos muy alejados de Roma, como por ejemplo Palestina y Creta, indican que las puzolanas y los agregados utilizados (tobas), provenían de la Bahía de Nápoles [Oleson y Branton, 1992]), resultaba muy difícil transportar las cenizas volcánicas desde la región de Puzzuoli. Es por ello que la tecnología de las puzolanas, usada con éxito en Roma, no sobrevivió a la caída del imperio en 476 d.c. y muchos de los conocimientos desarrollados desaparecieron completamente.

## **El hormigón en América**

Aunque las técnicas y materiales utilizados en América no estuvieron tan bien documentados como en el caso anterior, existen ejemplos de estructuras realizadas por los Mayas y los Aztecas en México o las construcciones de los Incas en Perú, que indican el gran desarrollo de la tecnología y la ingeniería alcanzado por esas civilizaciones precolombinas. La compleja majestuosidad constructiva desarrollada por las culturas americanas sólo se pudo lograr con la utilización, entre otros, de un material muy semejante al actual hormigón respecto a la durabilidad y resistencia. En varias de sus ciudades arqueológicas como Uxmal o Chichén-Itza, es posible apreciar un material cementante obtenido a partir de la calcinación de piedras.

Entre los años 500 y 1100 de nuestra era, el pueblo totonaco consolidó el esplendor de su cultura en la ciudad capital del imperio de El Tajín, “dios del trueno”, localizado en la región del Totonacapan, al norte del estado de Veracruz, México. Dos aciertos indudables fueron: la producción de un mortero puzolánico y un hormigón liviano, que les permitió realizar techos de grandes luces.

En 1991 se pudo acceder a tomar una muestra de la losa de hormigón del techo y los análisis realizados mostraron que los principales componentes eran: calcita, cuarzo, aluminatos y silicatos de calcio hidratados, y en menor proporción, diopsido y nefelina, lo que hace suponer una actividad puzolánica en este material. La aplicación del cálculo mineralógico iterativo a la parte soluble de la muestra tratada, permite efectuar una recomposición, al menos aproximada, del cementante desconocido: mayoritariamente óxido de calcio y en menor proporción, sílice soluble y alúmina. Dicha composición es similar a un cemento natural con un índice de puzolanidad de 0,42, por lo que al hormigón de la losa del techo se lo puede catalogar como puzolánico [Rivera-Villarreal y Krayner, 1996].

En El Tajín se elaboró un hormigón de peso normal, utilizando piedra caliza como agregado y cal puzolánica como cementante. El material resultante se colocó en el piso del edificio de administración y no se aplicó en las losas debido a su peso. Sin embargo, para resolver el problema, los ingenieros totonacas emplearon un agregado de piedra pómez de un tamaño máximo de 10 cm, que les permitió obtener un hormigón de 1050 a 1100 kg/m<sup>3</sup>, lo suficientemente liviano como para la construcción de pisos superiores y techos planos [Mafer, 2006].

En opinión de algunos estudiosos, la utilización de la cal y su acción puzolánica fue descubierta gracias a la observación de que después de hacer la masa de maíz, el agua sobrante o *nejayote*, que se tiraba, se endurecía. Esto se debía a que se encontraba impregnada de hidróxido de calcio y cutículas de grano de maíz. De cualquier modo, los cementantes se fueron depurando hasta lograr la excelencia arquitectónica y de ingeniería que puede admirarse hasta hoy.

### **Edad Media y Moderna**

Con la caída del Imperio Romano, muchos de los conocimientos tecnológicos desarrollados en la construcción desaparecieron completamente. En los siguientes siglos (Edad Media y gran parte de la Moderna) los avances científicos se centraron en el conocimiento del funcionamiento estructural, con lo cual surgen las catedrales de estilos románico y gótico. En la mayoría de los casos, no se aportaron cambios significativos en lo referente a la tecnología de los materiales, sino que se siguió construyendo con madera, ladrillo, roca y morteros débiles hechos únicamente de cal y arena.

El hormigón fue poco empleado durante la Edad Media y el Renacimiento. Posiblemente no se usó en gran escala por la mala calidad debida a una cocción incompleta de la cal, descuido en la mano de obra y carencia de tobas volcánicas. Algunas excepciones construidas en este período son: el Trass de Andernach, junto al Rhin; la catedral de Salisbury cuya cimentación en hormigón aún permanece en buen estado; la torre blanca de la famosa Torre de Londres; la casa Moretón en Cheshire, cuyo piso superior hecho en un material que combina cal, arena y ceniza de madera, fue empleado en los cuartos que tenían chimeneas con el fin de evitar los riesgos de incendio en los pisos de madera.

Recién en el siglo XVIII se revivió el auge por la investigación. Un ingeniero de Leeds fue comisionado para que construyera por tercera vez un faro en el acantilado de Eddystone en la costa Cornwall, Inglaterra. Los dos primeros fueron construidos en madera y destruidos, la primera vez, por un incendio y la segunda, por un vendaval. El encargado, John Smeaton, decidió adelantar una serie de estudios tendientes a encontrar la mejor solución para que el faro pudiera soportar el azote casi continuo del agua. En 1756, luego de varias pruebas, dedujo que la única manera de garantizar la resistencia de la construcción, era empleando una

mezcla de piedra caliza con una considerable cantidad de arcilla, lo que producía un mortero con la particularidad de endurecer bajo el agua.

En 1759 el faro se construyó con este mortero y rocas, en una operación que tardó 6 semanas. Se mantuvo en pie durante 126 años, hasta que una parte de la estructura se debilitó y el faro debió ser reemplazado por uno más grande. A petición de los habitantes de Plymouth, el antiguo faro fue desmontado hasta la cimentación y vuelto a erigir en esa ciudad como monumento, el cual se conserva actualmente. La cimentación original del faro todavía permanece en su sitio, desafiando al mar, después de más de 200 años de construida.

En los años siguientes a este hallazgo, se desarrollaron muchos tipos de cementos hidráulicos que permitieron mejorar la calidad de los morteros y comenzar el desarrollo del hormigón.

### **Cemento Pórtland**

El 21 de octubre de 1824 Joseph Aspdin, un constructor de Leeds (Inglaterra), calcinó en un horno una mezcla de tres partes de piedra caliza por una de arcilla, la molió y pulverizó. De esta manera consiguió la patente para producir el primer cemento portland; así llamado porque la coloración del mismo le recordaba al inventor, el color grisáceo de las rocas de Portland. A Aspdin se lo conoce como el inventor del cemento portland, aunque su método de fabricación fue conservado en secreto y su patente, escrita en forma confusa y oscura, solo nombraba los ingredientes básicos, sin entrar en los detalles de la fabricación.

La primera fábrica de cemento se instaló en Wakefield y funcionó entre 1826 y 1828. El cemento allí elaborado se utilizó entre otras obras, en el túnel bajo el río Támesis y en la fábrica de armas de Wakefield, que aún se conserva.

El proceso de producción de cemento fue mejorado por Isaac Johnson en 1845, cuando logró con éxito fabricar este producto quemando (a temperaturas mucho más altas que las que había logrado Aspdin) una mezcla de caliza y arcilla hasta la formación del clinker. Posteriormente lo pulverizó y obtuvo un compuesto fuertemente cementante. Johnson determinó que la temperatura de calcinación debía elevarse hasta el máximo posible con los métodos de ese tiempo y describió sus experimentos más explícitamente que Aspdin.

Tomando como base los experimentos de Johnson, la fabricación de cemento portland se inició en varias plantas, no solo en Inglaterra, sino también en toda Europa. La cantidad producida fue muy pequeña hasta el año 1900 pero, a partir de allí, la industria del cemento desarrolló un notable crecimiento.

Tres factores fundamentales en el proceso de fabricación industrial fueron los responsables de arribar al cemento portland actual: los hornos rotatorios para la calcinación que reemplazaron a los de eje vertical, el uso de bolas de acero (cargas abrasivas) en el molino tubular para la molienda del clinker y la adición de yeso para regular el tiempo de fragüe.

Los hormigones elaborados con cementos portland, anteriores a 1930, ganaban resistencia muy lentamente debido a su baja superficie específica (alrededor de  $1800 \text{ cm}^2/\text{g}$ ) y su relativa poca cantidad de silicato tricálcico (menos del 30%). Burrows sostiene que la aparición de daños en hormigones debido a fisuración, se originó cuando los fabricantes comenzaron a entregar cementos hidráulicos que se hidrataban más rápidamente debido a una mayor finura y mayor contenido de silicato tricálcico [Burrows, 1998]. La demanda de los constructores por ganar resistencia a edades cada vez más tempranas, logró modificar las especificaciones límites de la norma ASTM para permitir cementos más finamente molidos y aumentos en los contenidos de silicato tricálcico, que en 1970 fueron de  $3000 \text{ cm}^2/\text{g}$  y 50%, respectivamente [Price, 1974].

Como consecuencia, para obtener un hormigón con una resistencia a la compresión de 33 MPa a los 28 días, hace sesenta años, era necesario utilizar una relación agua/cemento de 0,45 y un contenido de cemento de unos  $350 \text{ kg}/\text{m}^3$ . En la actualidad, esa misma resistencia a la compresión a los 28 días, puede obtenerse con una relación agua/cemento de 0,60 utilizando solo 250 kg de cemento por  $\text{m}^3$  de hormigón. Si bien desde el punto de vista estructural estos dos hormigones son equivalentes, ya no lo son desde el punto de vista de la durabilidad [Baalbaki].

### **El hormigón armado**

La invención del hormigón armado se le atribuye al jardinero parisino Jack Monier, quien, hacia 1849, fabricó una maceta de mortero de cemento reforzado con un enrejado de alambre y en 1855 patentó sus jardineras de “hormigón armado”.

En realidad, ya se habían construido diversos objetos aplicando la misma idea, pero sin que tuvieran trascendencia en la industria de la construcción. Por ejemplo, el abogado francés Jean Louis Lambot construyó en 1848 la primera barca del mundo de cemento reforzada con hierro, que pudo verse en la Exposición Universal de París del año 1855 y que aún se exhibe en el Parque Miraval, Francia. En 1847, el ingeniero francés Francois Coignet proyectó la primer cubierta armada con perfiles de hierro para una terraza en Saint-Denis, y en 1861 publicó “Betons Agglomérés”, donde se estudió por primera vez, el papel que corresponde al hormigón y al acero como partes integrantes del nuevo material. Pero el mérito de haber desarrollado y construido el primer edificio de hormigón reforzado, fue del constructor William Wilkinson, de Newcastle, Inglaterra, quien en 1854 patentó un sistema de losas casetonadas.

Los resultados de los estudios experimentales del nuevo material llevados a cabo en Alemania, pueden verse en el acta de Bauschinger, Munich 1887, que certifica las siguientes propiedades [Giovambattista, 1999]:

- 1. Entre el hormigón y el hierro tiene lugar una adherencia de magnitud considerable.*
- 2. Incluso con cambios de temperatura notables y rápidos no se produce una separación entre el hierro y el hormigón circundante.*
- 3. Las armaduras de hierro insertas en el hormigón permanecen completamente pulidas y exentas de óxido tras un tiempo prolongado.*

Con la base teórica y experimental de este nuevo material estructural, garantizado por varios investigadores, y disponiendo de un producto industrializado, el constructor francés François Hennebique, en 1892, desarrolló el sistema y obtuvo la patente para el proyecto y la construcción de edificios con base en el nuevo proceso constructivo bautizado por él como béton armé (hormigón armado).

Hennebique demostró que había resuelto los problemas de uniones y amarres entre las vigas, columnas y losas. Para probar las ventajas y seguridad de este nuevo sistema constructivo, proyectó y construyó el primer edificio totalmente de hormigón armado, con columnas, vigas, y losas, sistema similar al que hoy se practica en todo el mundo. Además, demostró que sustituir las paredes portantes por paredes de protección, y los pisos metálicos o de madera por losas de hormigón armado, era posible, seguro y durable. Para probarlo, inauguró en 1901

un edificio de 7 pisos en donde sentó su residencia y oficina de negocios. En América también comenzaban a construirse estructuras con este nuevo diseño de esqueleto reticular: columnas, vigas y losas. Además, el descubrimiento y patentamiento del primer elevador eléctrico Otis, impulsó el desarrollo de los edificios en altura.

### **El hormigón armado en Argentina**

El conocimiento y desarrollo de este nuevo material comenzó en nuestro país, fundamentalmente en el medio vial, a través de la Dirección Nacional de Vialidad y la Dirección de Pavimentación de la Provincia de Buenos Aires en la década del '30. Simultáneamente, se construyeron obras de gran envergadura como la red de subterráneos, las playas subterráneas de la Avenida 9 de Julio y algunos de los grandes edificios y estadios. Una estructura de esa época es el Obelisco, obra emblemática de la ciudad de Buenos Aires construida en hormigón armado.

En cuanto a los primeros edificios de hormigón armado, fue la ciudad de Buenos Aires la que tuvo su primera generación de “rascacielos”: la Galería Güemes (1915), el Palacio Barolo (1922) y el Edificio Mihanovich (1928). La década del '30 estuvo dominada por la construcción de los denominados rascacielos modernos, como por ejemplo, el edificio Kavanagh de 110 metros (120 metros hasta la cima del mástil), que en aquel entonces se convirtió en la estructura de hormigón armado más alta del mundo (1936).

A diferencia de las obras viales, en las que ya se aplicaba la ley de la relación agua/cemento, ensayos de asentamiento y control de calidad de agregados, las empresas de origen europeo encargadas de las grandes obras de hormigón armado, elegían las proporciones de las mezclas en forma empírica. Fue en esta época que se difundieron las dosificaciones en volumen, como la tan conocida 1:3:3 (una parte de cemento, tres de arena y tres de canto rodado) que en la actualidad, se sigue empleando en obras de menor envergadura.

La evolución de los conocimientos teóricos permitió a los proyectistas disponer de métodos de cálculo y dimensionamiento cada vez más precisos, sin embargo, desde el punto de vista de los procedimientos constructivos, fueron varios los factores responsables de provocar una disminución en la calidad del hormigón. Las obras ejecutadas en hormigón armado se convirtieron en rutinarias, por lo que se perdió el temor y las precauciones que se tomaban

originariamente cuando el material era novedoso. Además, al no ser accesible (económica y geográficamente) la arena gruesa de la costa oriental del Río de la Plata, que se empleaba originalmente, se reemplazó por agregados finos con módulo de finura cada vez menores, sin tomar las precauciones necesarias. También comenzaron a emplearse mezclas con exceso de fluidez sin aumentar el contenido de cemento, con la consecuente disminución de la resistencia mecánica y la durabilidad. La tendencia a adoptar elementos estructurales muy esbeltos provocó un aumento en la cuantía de armadura, generando segregación de las mezclas y posibles nidos de abeja, ante una insuficiente energía de compactación.

El Proyecto de Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón (PRAEH-1964) introdujo, por primera vez en el país, el concepto de control estadístico de calidad. Esta valiosa herramienta permitió disminuir la incertidumbre sobre el grado de seguridad de la estructura ejecutada y el uso racional de los materiales y de la mano de obra.

Muchas veces se considera que el dinero empleado en el control de calidad de una obra, es un gasto no redituable. Sin embargo, en muchas oportunidades, cuando surgen patologías o fallas, el costo en diagnosticarlas y reparar la estructura, resulta ser muy superior al costo original del proyecto.

Un ejemplo de solvencia profesional lo constituye la construcción del puente actualmente en uso y en muy buenas condiciones, ubicado en el Camino General Belgrano que une la ciudad de La Plata con Buenos Aires. En 1911 se encargó, a una empresa belga, la construcción de una serie de puentes metálicos, que fueron enviados y montados en 1914, momento en que se prohíbe su exportación dado que el acero es declarado “material estratégico” al comenzar la guerra europea de 1914-1918 [Lima, 2006]. Restaba montar el último de los puentes y ante la emergencia de tener que salvar una luz libre del orden de los 30 metros, la Dirección de Hidráulica, Puentes y Caminos del Ministerio de Obras Públicas de la Provincia de Buenos Aires, le encargó al Ingeniero Donato Gerardi proyectar uno de “cemento armado”. Para hacerse una idea de lo revolucionario de la decisión tomada en tales circunstancias, conviene recordar que el primer texto conteniendo un método “serio” para el dimensionamiento del hormigón armado fue publicado por Emil Mörsch en 1902, y que los primeros reglamentos sobre la materia fueron el suizo de 1903, el alemán de 1904 y el francés de 1906. Es así que en 1916, debido a una circunstancia fortuita, tuvo la Argentina su primer puente de hormigón armado, que se construyó en término y dentro del presupuesto autorizado.

Resulta interesante señalar que en la Facultad de Ciencias Fisicomatemáticas de la Universidad Nacional de La Plata, la enseñanza del hormigón armado comenzó en 1912, y se lo hacía siguiendo esencialmente las teorías desarrolladas por Mörsch y de otros ingenieros alemanes. Incluso, según figura en el programa de la materia, uno de los trabajos prácticos de aquel entonces consistía en el “proyecto de un puente en arco de hormigón armado”.

Adoptado el material para construir el puente, se debía definir la tipología estructural. Se optó por un arco que resulta una forma sumamente adecuada de trabajo para un material que presenta una baja resistencia a tracción.

En cuanto al estado actual del puente, sólo se observa una corrosión de las armaduras en el intradós del arco, con una reducción de la sección resistente inferior al 10%. La resistencia del hormigón en la actualidad, según los resultados del ensayo de testigos extraídos del arco, es de 28,5 MPa. Dado que en más de 90 años, la obra nunca contó con un programa sistemático de inspecciones y mantenimiento, las causas de su durabilidad deben buscarse, esencialmente, en su proyecto y construcción.

### **El hormigón pretensado y las posibilidades de las formas**

En 1928, en Francia, Eugène Freyssinet, insertó su nombre en la historia, al patentar el hormigón pretensado, que dio un enorme impulso al uso de las estructuras de hormigón, no solamente para edificios, sino también para puentes, lo que permitió procesos constructivos para vencer grandes luces sin necesidad de apoyos intermedios.

A partir de allí, los españoles Eduardo Torroja y Santiago Calatrava Valls, el hispano-mejicano Félix Candela y el italiano Pier Luigi Nervi, investigaron las cubiertas ligeras de hormigón armado y tuvieron la convicción de que la estructura depende de la forma más que del material empleado. Su mayor aporte en el terreno estructural han sido las estructuras laminares, generadas a partir de formas geométricas como por ejemplo, los paraboloides hiperbólicos. Según Torroja: *“La mejor obra es la que se sostiene por su forma y no por la resistencia oculta de su material”* [Torroja, 2000].

## **Hormigones especiales**

El hormigón de cemento portland ha emergido claramente como el material para la construcción de un gran número y variedad de estructuras en el mundo de nuestros días. Pero el hormigón descrito hasta aquí, al cual podemos clasificar como “convencional”, posee ciertas características y debilidades que le impiden ser utilizado en todas las obras civiles. Es por ello que los avances en la tecnología del hormigón a partir del siglo XX, se centraron en mejorar su desempeño, sobrellevar sus deficiencias y estudiar técnicas singulares en su producción y colocación para lograr hormigones especiales.

Para aumentar la tenacidad y consecuentemente, su resistencia al impacto, surgieron los Hormigones Reforzados con Fibras (HRF), que producen un efecto de costura o puente a través de las fisuras, lo que permite la transmisión de esfuerzos. Luego del comportamiento inicial lineal propio del hormigón simple, se alcanza un punto en el que el material modifica su rigidez y se aparta de la linealidad (carga de fisuración o de primera fisura). A partir de aquí comienza el período post-fisuración, que es fundamental al momento de evaluar la respuesta del hormigón reforzado con fibras, dado que a medida que se producen microfisuras, la carga se transfiere progresivamente a las fibras a través de la adherencia y el anclaje mecánico en la interfaz fibra-matriz. La fuerza de restricción ejercida por las fibras en su acción de puente genera un menor ancho de fisuras y el control del deslizamiento redonda en un incremento de la capacidad resistente [Zerbino, 2004], como así también, una disminución de la abertura de fisuras, por lo cual se obtienen hormigones más durables.

Para disminuir la fisuración originada en la contracción por secado y evitar las juntas en pisos industriales, se desarrolló el Hormigón de Contracción Compensada (HCC), que requiere de un cemento o aditivo expansivo. Para acelerar los procesos de hidratación a temprana edad y subsanar la baja resistencia inicial de los hormigones convencionales, se desarrolló la técnica de curado a vapor, de gran utilidad en la producción de elementos prefabricados. Para solucionar la baja relación resistencia/peso de los hormigones convencionales, se optó por incrementar la resistencia y surgieron los Hormigones de Alta Resistencia (HAR).

El requisito de una alta resistencia evolucionó gradualmente hacia otras propiedades como alto módulo de elasticidad, alta densidad, baja permeabilidad, resistencia a algunas formas particulares de ataque agresivo y mayor durabilidad. Este conjunto de requisitos especiales de

desempeño exigidos a los hormigones, originó una nueva clasificación: los Hormigones de Alta Performance (HAP) o Alto Desempeño. Un HAP debe ser más durable que un hormigón convencional, no solo por ser menos poroso, sino porque su red capilar se encuentra mucho menos interconectada. En consecuencia, la penetración de agentes agresivos es bastante más difícil [Giaccio y Zerbino, 2004]. Estudios de permeabilidad demostraron las extraordinarias condiciones del material [Torrent, 1999]. En lo que respecta a casos específicos de durabilidad frente a los ambientes muy agresivos, es difícil generalizar acerca de los HAP, ya que la mayoría de las aplicaciones poseen pocos años de vida en servicio [Aïtcin, 2003]. De todos modos, la baja permeabilidad permite estimar una buena respuesta a lo largo del tiempo, siempre y cuando estén garantizados las buenas técnicas constructivas y un buen curado que eviten la aparición de fisuras, las cuales afectarían las propiedades de transporte en el hormigón.

En la Universidad de Sherbrooke, Québec, Canadá, se ha desarrollado un Hormigón de Alta Performance conocido como Reactive Powder Concrete (RPC), con resistencias a la compresión que varían entre los 200 y 800 MPa, de acuerdo al proceso de producción. También son conocidos, por su denominación en inglés, como Ultra-High Performance Concrete (UHPC). Las características esenciales son la ausencia de agregado grueso, agregado fino silíceo (de tamaño máximo no mayor a 600 micrones) y el material cementante esta constituido por cemento portland, cuarzo pulverizado, microsilice y el aporte eventual de fibras de acero [Marikunte y Shah, 1994]. Este nuevo material es altamente resistente a la carbonatación, al ataque ácido y a la penetración de cloruros y sulfatos. Las mejores características durables se deben a la máxima compactación alcanzada y a su estructura de poros reducida y sin conexión. Un hormigón de 1000 MPa de resistencia a compresión puede llegar a ser una realidad en los próximos años. Este espectacular progreso se debe esencialmente a los logros alcanzados en el campo de las adiciones minerales, más que en la fabricación de nuevos cementos [Aïtcin, 2000].

Para disminuir el consumo energético que contribuya a la ecología industrial, surgieron los Hormigones con Alto Contenido de Adiciones Minerales (HACA) o “green concrete”, en los cuales cierto porcentaje de cemento portland es reemplazado por otros materiales cementantes. Estas adiciones pueden provenir de desechos de ciertas industrias, como por ejemplo: la escoria de alto horno, las cenizas volantes y los humos de sílice, o bien de recursos naturales como el material calcáreo y las puzolanas naturales (vidrio volcánico,

tobas, arcillas y pizarras calcinadas, etc.). Para la elaboración de una tonelada de clinker portland se requiere aproximadamente 1.5 toneladas de materiales naturales que deben ser calcinados a altas temperaturas (aproximadamente 1400 °C). Esto ocasiona un gran gasto de recursos mineros no renovables y una seria degradación del terreno en las zonas de canteras; se produce una importante emisión de CO<sub>2</sub> al ambiente (la industria del cemento es responsable del 3% de la emisión total en el mundo) como consecuencia de la conversión de la caliza (CaCO<sub>3</sub>) en óxido de calcio (CaO) en el horno y de la incineración de combustibles fósiles; y por último, este proceso requiere de un alto consumo de energía, cerca del 2% de la energía primaria global y 5 % de la energía industrial es consumida en la producción del cemento [Battelle, 2002]. La industria del hormigón es una de las responsables del mayor consumo de recursos naturales del mundo, pero con el empleo de cemento con alto contenido de adiciones, el hormigón puede convertirse en un material sustentable, “green concrete”, ya que el consumo de materiales, la energía utilizada y el impacto ambiental se ven reducidos.

El desarrollo de la resistencia obtenido por el hormigón con adición hidráulicamente activa, depende del efecto filler y de la reacción puzolánica. Las partículas de escoria, ceniza volante o puzolana natural son generalmente menos reactivas que las del cemento portland. Cuando estas partículas molidas finamente se dispersan dentro de la matriz, producen un gran número de sitios de nucleación para la precipitación de los productos de hidratación del cemento portland, acelerando su reacción inicial. Con el transcurso de la hidratación y la reacción de la adición se produce una matriz más densa y homogénea por la reacción del Ca(OH)<sub>2</sub> con el vidrio silicoaluminoso de la adición, dando como resultado una estructura de poros más fina. Esta disminución en el tamaño medio de poros mejora la capacidad de resistir y controlar la velocidad de ingreso de agentes agresivos, tales como cloruros y sulfatos, aumentando la durabilidad del hormigón. Pero para que esto ocurra es necesario realizar un prolongado curado al hormigón, de no hacerlo, el volumen total de poros puede incrementarse. Complementariamente, se reduce el efecto pared en la zona de transición entre la matriz y el agregado, densificando la microestructura y aumentando las propiedades mecánicas y durables del hormigón [Isaia et al., 2003].

Por otro lado, los poros de la matriz, que normalmente contienen Ca(OH)<sub>2</sub>, se colmatan progresivamente con silicato de calcio hidratado, de manera tal que la permeabilidad del hormigón, que es función de la porosidad y de la distribución de poros, disminuye. Es por ello que en varios países europeos se ha establecido la incorporación de escoria (más del

70%) en el cemento portland para ser empleado en construcciones marinas, dada su mejor performance frente a la penetración de cloruros y sulfatos en agua de mar [Malhotra, 1984].

Es posible elaborar hormigones con un elevado contenido de adiciones, que posean una adecuada trabajabilidad, bajo calor de hidratación, alta resistencia mecánica, baja permeabilidad y buena resistencia al ataque químico. Sin embargo, el empleo de estos cementos con adiciones (binarios o ternarios) también presentan algunos inconvenientes como el aumento en la dosis de aditivos, el tiempo de fraguado, la tendencia a la fisuración por contracción plástica, la sensibilidad a la interrupción temprana del curado húmedo, la disminución del pH en la solución de poros, el descascaramiento cuando se emplean sales de deshielo y la baja resistencia inicial.

A pesar de estos inconvenientes, existe una tendencia a nivel mundial de aumentar el empleo de hormigones con alto contenido de adiciones, los que contendrán cada vez menos cantidad de clinker y mayor cantidad y variedad de adiciones. Debido a la simplicidad de la tecnología, el bajo costo inicial, la alta durabilidad y el alto grado de aceptación ambiental del producto, se espera que el hormigón superfluidificado con altos volúmenes de ceniza volante o de escoria tenga un alto impacto a futuro en la industria del hormigón [Mehta, 2000].

Desde el punto de vista de la colocación, se han desarrollado los Hormigones Autocompactantes (HAC), que no requieren de la consolidación por vibración, logrando una excelente terminación superficial con un ahorro en la mano de obra y en la energía utilizada. A partir de 1983, el Profesor Okamura de la Universidad de Tokio en Japón, desarrolló un prototipo de hormigón que en su estado fresco, presentaba un bajo grado de fricción entre sus partículas, adecuado para darle una fluidez elevada, pero con una viscosidad suficiente para asegurar la cohesión y evitar la segregación; y con propiedades en el estado endurecido, semejante a los hormigones habituales compactados mediante vibrado. La consistencia lograda mediante el uso de aditivos superfluidificantes de última generación y adiciones que tengan efecto filler, presenta cierta viscosidad que diferencia a este hormigón del hormigón convencional de “consistencia fluida” [Okamura et al., 2000]. En sus orígenes se lo denominó Self Compacting Concrete (SCC), pero a fines de la década de 1990, surge con impulso en los Estados Unidos de América el nombre de Self Consolidating Concrete. En Argentina las primeras investigaciones comenzaron en el año 2000 y se lo tradujo como Hormigón Autocompactante o también, Autocompactable (HAC).

Los parámetros relacionados con la durabilidad, evaluados en los HAC, son similares en comparación con hormigones convencionales del mismo nivel de resistencia a compresión. La razón por la cual los HAC muestran similares parámetros de resistencia y durabilidad respecto de hormigones convencionales vibrados con igual o aún menor relación a/c, podría explicarse por la calidad de la microestructura, especialmente en la zona de interfase alrededor de la armadura y de los agregados que tiende a ser de menor espesor, más densa y más homogénea en los HAC.

A diferencia de los Autocompactantes, los Hormigones Compactados a Rodillo (HCR) son mezclas muy secas que requieren de una gran energía de compactación para su adecuada colocación. Otro de los hormigones especiales es el Hormigón Celular, cuyas principales características son su baja densidad y su elevada capacidad de aislación térmica y sonora. Cuando cobra importancia el aspecto y color de la terminación superficial, se dispone de los hormigones arquitectónicos blancos y coloreados.

En el 2001, el arquitecto húngaro Áron Losonczy desarrolló el primer hormigón translúcido en Estocolmo, Suecia. Se trata de un nuevo material, que se presenta en forma de bloques, con la resistencia del hormigón, pero que incluye un 4% en volumen de fibras ópticas capaces de transmitir la luz de un extremo a otro, de manera tal que se obtienen efectos de transparencia de forma precisa, pudiéndose distinguir las siluetas al otro lado de un muro.

Otro ejemplo de aplicación vanguardista, es el hormigón capaz de reducir la contaminación atmosférica mientras que conserva sus condiciones estéticas iniciales mediante un efecto autolimpiante. Lo hace posible un principio activo a partir de dióxido de titanio añadido al cemento tradicional que actúa como fotocatalizador.

El hormigón convencional es un mal conductor eléctrico, pero un grupo de canadienses en Nebraska logró desarrollar un nuevo hormigón conductor mediante la incorporación de fibras de carbono y grafito de alto módulo. Debido a su resistencia eléctrica, una delgada capa de hormigón conductor puede generar suficiente calor como para prevenir la formación de hielo o nieve en calzadas vehiculares en épocas de heladas.

Uno de los últimos avances en la ciencia de los materiales es la nanotecnología, que aborda el diseño a partir del reordenamiento de átomos y moléculas. En 1991, el físico japonés Sumio

Iijima [Iijima, 1991] descubrió los nanotubos de carbono, una forma alotrópica del carbono, como el diamante y el grafito. Su estructura puede considerarse procedente de una lámina de grafito enrollada sobre sí misma generando formas tubulares cuyo diámetro es del orden del nanómetro. Un solo nanotubo tiene una muy alta resistencia, 100 veces mayor que la del acero, a pesar que su peso específico es solo una sexta parte de la de aquel [Wong et al., 1997]. Los nanotubos de carbono pueden incluirse en matrices cementíceas (alrededor del 0,5% en peso del cemento) para mejorar tanto su comportamiento mecánico, como su microestructura. Experiencias de laboratorio han demostrado que los incrementos pueden llegar a un 19% en el caso de la resistencia a compresión y a un 25% en la resistencia a flexión en morteros cementicios. Por otro lado, investigaciones realizadas con microscopio electrónico de barrido (SEM) para estudiar la microestructura y la morfología de morteros cementicios con la inclusión de nanotubos de carbono, demostraron que estos últimos actúan como puentes a través de poros y fisuras [Li et al., 2005]. De esta manera se garantiza la transferencia de carga cuando el material es solicitado y la propagación de una microfisura puede ser controlada.

### **2.1.3 Perspectivas a futuro**

El conocimiento más profundo de los materiales disponibles, el desarrollo de los nuevos materiales y el empleo de mejores técnicas para su aprovechamiento, han acompañado la marcha de la humanidad para facilitar la construcción de estructuras que sirvan a su desarrollo.

En particular, el hormigón, el más nuevo de los materiales de construcción estructural desarrollado por el hombre, se encuentra en franca evolución, no siendo posible prever su futuro ni definir sus límites. El dilema que se plantea a futuro es proyectar obras para una vida en servicio cada vez mayor, por ejemplo, para determinadas tipologías estructurales se requiere más de 100 años. El deterioro prematuro de estructuras de hormigón, emplazadas en diferentes ambientes, es cada vez mayor, a pesar de los avances en el conocimiento de las principales causas que provocan dicha degradación y los mecanismos de falla del material.

Se dispone de una amplia base teórica y práctica recopilada en códigos, reglamentos y manuales para satisfacer requerimientos estructurales y constructivos. Sin embargo, hasta hace muy pocos años, no se cuantificaban los efectos que el medioambiente tiene sobre las

estructuras, ni la vida útil resultante. La durabilidad tendía a ser asegurada a través de directivas sobre los materiales y su utilización, y no por medio del control de las variables que gobiernan los fenómenos involucrados en los mecanismos de degradación.

Algunos científicos sostienen que durante los últimos 25 años del siglo XX, las actividades de investigación y desarrollo estuvieron enfocadas hacia la optimización estructural desde el punto de vista de la capacidad portante, sin tomar en cuenta el efecto negativo de estas acciones sobre la robustez, la sensibilidad a las técnicas inadecuadas de ejecución y la durabilidad de las estructuras. Estos desarrollos, sumados a la decreciente calificación de la mano de obra, provocaron reducciones drásticas en la vida en servicio de las estructuras y motivaron intensivas investigaciones a nivel mundial sobre durabilidad de las estructuras de hormigón armado que, aún hoy no han tenido una transferencia satisfactoria al medio productivo [Schiessl, 1996].

Para algunos autores, el deterioro está íntimamente ligado con la fisuración del hormigón que permite el ingreso de agentes agresivos a su interior [Mehta y Burrows, 2001]. Si bien las causas de agrietamiento son muy variadas, hay una que surge como el factor predominante en la fisuración de hormigones a edad temprana: el uso de cementos y hormigones de elevadas resistencias iniciales, exigido por una industria que requiere velocidades de construcción cada vez mayores. Para alcanzar niveles de resistencia lo suficientemente altos para mantener un cronograma de obra veloz, las cementeras debieron elevar la finura y el contenido de silicato tricálcico ( $C_3S$ ) del cemento. Hasta 1930 los hormigones ganaban resistencia a baja velocidad debido a superficies específicas (Blaine), en el orden de  $2000 \text{ cm}^2/\text{g}$  y a su relativa poca cantidad de  $C_3S$  (menos del 30%) [Burrows, 1998]. A partir de 1970, las especificaciones de la American Society for Testing and Materials (ASTM) permitieron elevar el contenido de  $C_3S$  a un 50% y la superficie específica a  $3000 \text{ cm}^2/\text{g}$  [Price, 1974]. Hoy en día las especificaciones del cemento no tienen límites (superior para el caso del Blaine) para estos dos parámetros y se comercializan cementos con más del 60% de  $C_3S$  y superficies específicas mayores que  $4000 \text{ cm}^2/\text{g}$  [Neville, 1987].

Algo semejante sucede con los cementos en nuestro país. Respecto al contenido de  $C_3S$ , se ha ido incrementando el tenor a lo largo de la historia de nuestras plantas cementeras y en la actualidad dicho valor supera el 60%.

En la tabla 2.1 se detallan los contenidos de silicato tricálcico, silicato dicálcico y aluminato tricálcico publicados en las memorias del VI Congreso Argentino de Vialidad y Tránsito, en 1968. Los ensayos fueron realizados en el Laboratorio de Entrenamiento Multidisciplinario para la Investigación Tecnológica (LEMIT), entre el 1 de enero de 1965 y el 31 de agosto de 1968 [Colina et al., 1968]. Corresponden a un estudio sobre las características principales de cementos nacionales provenientes de 15 fábricas cementeras en producción en el país, sobre un total de 140 muestras de cemento pórtland normal (CPN), alta resistencia inicial (ARI) y puzolánico (CPP).

**Tabla 2.1:** Contenido de  $C_3S$ ,  $C_2S$  y  $C_3A$  [Colina et al., 1968]

	Contenido (%)		
	$C_3S$	$C_2S$	$C_3A$
Máximo	68,3	49,4	16
Mínimo	16,7	5,2	4

En la tabla 2.2 se detallan los contenidos de silicato tricálcico, silicato dicálcico, aluminato tricálcico y ferroaluminato tetracálcico, publicados en la 5ª Reunión Técnica de la Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón, en octubre de 1982, y cuyos ensayos fueron realizados en el Instituto Tecnológico del Hormigón (ITH) entre enero de 1977 y junio de 1982 [Colina et al., 1982]. Corresponden a un estudio sobre las características principales de cementos argentinos provenientes de 16 fábricas cementeras instaladas en el país en esa época, sobre muestras de cemento pórtland normal (CPN), alta resistencia inicial (ARI) y altamente resistente a los sulfatos (ARS).

**Tabla 2.2:** Contenido de  $C_3S$ ,  $C_2S$ ,  $C_3A$  y  $C_4AF$  [Colina et al., 1982]

	Contenido (%)			
	$C_3S$	$C_2S$	$C_3A$	$C_4AF$
Promedio de valores medios	48	26	7,1	10,6
Promedio de valores máximos	62	37	9,2	13,5
Promedio de valores mínimos	35	14	3,7	9,2
Nº de muestras	303	305	303	305

En la tabla 2.3 se observan los valores promedios, máximos y mínimos de los contenidos de los cuatro componentes principales del clinker, informados por dos plantas cementeras de diferentes provincias de nuestro país. Los datos suministrados por la planta 1, corresponden a 290 mediciones en el período comprendido entre el 1 de enero y el 8 de diciembre de 2009, mientras que los de la planta 2, son 820 mediciones realizadas entre el 1 de enero y el 30 de noviembre de 2009.

**Tabla 2.3:** Informes de dos plantas cementeras argentinas del año 2009

	PLANTA 1				PLANTA 2			
	C <sub>3</sub> S	C <sub>2</sub> S	C <sub>3</sub> A	C <sub>4</sub> AF	C <sub>3</sub> S	C <sub>2</sub> S	C <sub>3</sub> A	C <sub>4</sub> AF
Promedio	65,2	16,6	3,6	11,3	60,6	19,2	5,5	9,5
Máximo	76,7	24,6	5,2	14,0	75,3	28,8	7,3	10,9
Mínimo	56,7	5,5	1,7	8,8	50,3	7,6	0,6	6,8

Respecto a la superficie específica, en la tabla 2.4 se detallan los resultados del ensayo Blaine informados por tres plantas cementeras argentinas en producción. Los datos corresponden a cementos de distinta categoría resistente (CP30, CP40, CP50) y de diferente composición (normales CPN, fillerizados CPF, compuestos CPC, puzolánicos CPP). La designación “B” se aplica a los cementos en bolsa, y el valor que se informa corresponde a una muestra compuesta tomada de tres bolsas extraídas del mercado. En el caso de cementos a granel, designados “G”, los valores que se informan corresponden al análisis de una única muestra, extraída de un silo de planta.

Con este cambio en la composición y en las características de hidratación del cemento, se pueden lograr resistencias a compresión más elevadas a los 28 días, utilizando mayores relaciones agua/cemento, pero a expensas de un impacto en la durabilidad del hormigón a largo plazo. Este efecto puede ser juzgado en el siguiente hecho: en el año 1960 se podía elaborar un hormigón que a los 28 días tuviera una resistencia a la compresión de 30-35 MPa, utilizando 350 kg/m<sup>3</sup> de cemento y una relación agua/cemento 0,45. Con los cementos disponibles en 1985, el mismo hormigón estructural se podía elaborar con un menor contenido de cemento (250 kg/m<sup>3</sup>) y con una relación a/c mayor (0,60). Para el ingeniero calculista estos dos hormigones son similares, sin embargo, al analizar su microestructura se puede comprobar que la porosidad y la permeabilidad de los dos hormigones son completamente diferentes. Un hormigón con mayor relación agua/cemento es más permeable

y por lo tanto, más susceptible al ingreso de agentes agresivos desde el exterior. Frente a severas condiciones ambientales, el factor que condiciona la durabilidad del hormigón, es su relación agua/cemento y no su resistencia a compresión [Aïtcin, 2000].

**Tabla 2.4:** Superficie específica. Informes de tres plantas cementeras argentinas

		Superficie específica Blaine (m <sup>2</sup> /kg)				N° de datos	Fecha ensayos
		Valor Medio	Máximo	Mínimo	Desvío St.		
PLANTA 1	CNP50 G	407	453	383	10	257	1/09 al 12/09
	CPF40 G	383	464	339	20	102	7/00 al 11/09
	CPF40 B	389	479	316	29	108	7/00 al 10/09
PLANTA 2	CPC40 B	414	500	311	31	105	9/00 al 11/09
	CPC40 G	410	516	352	37	24	4/00 al 7/09
	CPP40 B	358	470	306	28	53	5/00 al 11/07
PLANTA 3	CNP30 B	340	383	299	20	26	7/00 al 8/07
	CNP40 B	351	447	290	31	43	8/00 al 1/08
	CPF30 B	397	448	302	38	23	4/01 al 4/08
	CPP30 B	453	564	389	38	24	5/02 al 8/07
	CPC40 G	415	496	312	48	57	1/02 al 11/09
	CPC40 B1	443	489	383	26	22	1/06 al 10/09
	CPC40 B2	451	539	355	35	87	7/02 al 11/09

Algunos autores sumaron otra razón para explicar el incremento en la fisuración y del deterioro de los hormigones a partir de mediados de 1970 [Krauss y Rogalla, 1996]. La disponibilidad de aditivos reductores de agua de alto rango y de puzolanas altamente reactivas como el humo de sílice, hicieron posible elaborar hormigones con muy buena trabajabilidad a muy bajas relaciones agua/material cementante (a/mc). Se desarrollaron, de esta manera, hormigones que presentaban una resistencia mecánica muy elevada, pero a la

vez, altos valores en la contracción térmica y por secado, incremento en su módulo elástico y bajo creep. Debido a estas características desarrolladas a temprana edad, estos nuevos hormigones fueron más propensos a la fisuración y como consecuencia, menos durables en ambientes agresivos. La creencia que cuanto mayor sea la resistencia de un hormigón, más durable será la estructura, no es sostenida por la experiencia de campo.

Las malas prácticas constructivas, como por ejemplo, una inadecuada compactación, un escaso o nulo curado húmedo, recubrimientos de armaduras mínimos o juntas mal selladas, pueden ser la causa de una prematura reducción en la vida útil de una estructura. Es necesario un cambio en las especificaciones que deben dejar de ser prescriptivas para ser prestacionales, es decir, estar basadas en criterios de performance [Mehta y Burrows, 2001], siendo esta la tendencia actual en la mayoría de las nuevas reglamentaciones o códigos. Las especificaciones prescriptivas tienden a establecer defensas contra la degradación, pero no permiten calcular una vida en servicio ni la optimización técnica-económica de la inversión inicial y de los costos de mantenimiento.

El costo de toda estructura debe evaluarse como un total a lo largo de la vida útil establecida. Un presupuesto inicial menor al necesario para alcanzar una prestación requerida, implicará posteriormente un mayor costo en la etapa de utilización, una menor prestación y en definitiva, una disminución en su vida útil. En los países desarrollados, se estima que el 40% del total de los recursos de la industria de la construcción son aplicados a reparación y mantenimiento de estructuras ya construidas, mientras que solo el 60% restante se destina a nuevos proyectos [Mehta y Monteiro, 2006]. El análisis económico de una estructura no debería evaluarse solamente por el costo de  $1 \text{ m}^3$  de hormigón, sino por el costo de 1 MPa de resistencia o de 1 año de vida útil.

Los aspectos vinculados con la vida en servicio deben ser considerados como acciones que actúan sobre la estructura y tenidas en cuenta desde el inicio de su diseño. La calidad del hormigón, a los efectos resistentes, debe elegirse igual o mayor que la necesaria por razones de durabilidad [Giovambattista, 2001]. Para construir estructuras de hormigón sustentables con el medio ambiente, está claro que en vez de requisitos en la resistencia, la práctica del hormigón del siglo XXI debe estar orientada por consideraciones de durabilidad [Mehta y Burrows, 2001].

## **2.2 PROCESOS DE DETERIORO DEL HORMIGÓN**

Todos los materiales se degradan en contacto con el medio ambiente y evolucionan hacia formas más estables. Dicha evolución produce la degradación del hormigón afectando no solo sus propiedades sino que puede afectar la propia funcionalidad de la estructura y en ocasiones su aspecto estético. Este deterioro no se puede evitar, los ingenieros deben, al momento de diseñar una estructura, elegir los materiales, evaluar el ambiente al que estará expuesta y establecer “a priori” la vida útil, es decir el tiempo durante el cual la obra mantenga su seguridad estructural, su aptitud en servicio y sus aspectos estéticos, sin necesidad de gastos de mantenimiento no previstos.

Las estructuras de hormigón se diseñan generalmente para una vida en servicio de 50 años, aunque el inicio de un proceso de deterioro puede hacerse presente prematuramente, a los 10 o 20 años. Las reparaciones no contempladas generan pérdidas económicas además de inconvenientes de funcionalidad y necesidad de utilizar nuevos recursos naturales. Los requisitos de durabilidad que se deben exigir son de igual importancia que los de resistencia.

La disminución de la vida en servicio de las estructuras puede deberse a factores físicos, químicos, biológicos o mecánicos. En la mayoría de los casos nunca se presentan solos, sino son combinación de varios, es más, en muchas ocasiones, el deterioro producido por uno de ellos es vía de acceso a otro.

### **2.2.1 Factores físicos**

#### **Variaciones de humedad**

Los cambios de volumen del hormigón, originados en variaciones de su contenido de humedad, constituyen una de las causas más frecuentes de fisuración de las estructuras, especialmente de aquellas que, como los pavimentos, tienen grandes superficies expuestas a la acción de la intemperie. Estas fisuras pueden alterar el comportamiento estructural y además afectan su durabilidad, ya que son vías de ingreso para sustancias agresivas al hormigón.

Los esfuerzos diferenciales producidos por variaciones en el contenido de humedad entre distintas porciones de la estructura, o como consecuencia de la distinta variación de volumen de los materiales componentes del hormigón, tenderán a dañar la estructura interna y debilitar la adherencia entre la pasta de cemento y las partículas de agregados, pudiendo llegar a la desintegración de la masa, sobre todo en casos de ciclos alternados de contracción y expansión.

Las causas del fenómeno de contracción y expansión pueden interpretarse de manera sencilla si se recuerda que el gel de cemento endurecido tiene una estructura porosa y aumenta de volumen cuando absorbe agua y se contrae al perderla. Sin embargo, el hormigón no recupera su dimensión original ya que la contracción por secado tiene una componente irreversible, y generalmente, los efectos provocados por ella son más importantes que los correspondientes a la expansión provocada por el mojado.

En el proceso de contracción por secado, se produce en primer lugar la pérdida del agua libre y a medida que continúa el secado, se pierde el agua adsorbida y el agua intercapa del gel de cemento hidratado (C-S-H) [Mehta y Monteiro, 1993].

Esta situación puede presentarse en losas de piso o pavimento cuando la superficie inferior queda en contacto con el suelo húmedo, manteniendo una importante cantidad de agua mientras que la superficie superior, expuesta a la intemperie o a otros ambientes de menor humedad relativa, se seca. Se genera un gradiente de humedad en el espesor de la losa de hormigón que provoca un alabeo con levantamiento de esquinas.

Uno de los factores que influyen en la contracción del hormigón es la calidad y cantidad de la pasta cementicia. La composición y finura del cemento también afectan el grado de contracción, a mayor contenido de aluminato tricálcico y mayor finura, se corresponden mayores contracciones. En el caso particular de las puzolanas, su gran superficie específica aumenta el requerimiento de agua de mezclado.

El tamaño máximo, la forma y la granulometría de los agregados, influyen en cuanto permiten modificar el contenido de pasta y fundamentalmente, la cantidad de agua de mezclado del hormigón.

En lo referente al curado, es evidente que mientras más prolongado y efectivo sea para lograr un mayor grado de hidratación, el hormigón se encontrará en mejores condiciones de resistir los esfuerzos provocados por la contracción. Un buen curado a vapor, realizado a alta temperatura y presión, permite lograr una mejor hidratación en corto tiempo, por lo tanto también contribuirá a reducir los cambios volumétricos.

Las condiciones ambientales como temperatura, humedad y velocidad del viento, contribuyen a un rápido secado, sobre todo en estructuras de gran superficie expuesta. Si estas condiciones se dan mientras el hormigón no ha adquirido la suficiente resistencia aún, se generarán tensiones internas como consecuencia del distinto grado de humedad en el espesor del elemento estructural afectado, con el correspondiente cuadro de fisuras [Traversa, 2001].

La presencia de armaduras tiene un efecto restrictivo en la contracción por secado, por lo que la deformación será menor dependiendo de la cuantía de armadura y su distribución. La dimensión del elemento estructural también influye decisivamente en la pérdida de humedad, las zonas interiores, que no se contraen, son restrictivas de la deformación respecto de las exteriores. Por lo tanto, la contracción por secado de una masa importante puede ser apreciablemente menor que para una pequeña probeta.

La reducción de la tendencia a la fisuración del hormigón por contracción por secado requiere tomar medidas no solo respecto a su protección inicial y curado, sino también medidas vinculadas con el proyecto estructural. Otra forma de minimizar el cuadro de fisuras originado por esta causa, es el uso de hormigones de contracción compensada, pero su uso está limitado a ciertas aplicaciones.

### **Variaciones de temperatura**

El hormigón se comporta frente a una variación de temperatura, en forma similar a otros materiales, se dilata al aumentar la temperatura y se contrae en el caso contrario.

El deterioro frente a esta causa está íntimamente relacionado con la expansión térmica diferencial entre sus componentes, que producen altas tensiones internas. El coeficiente de dilatación térmica, que representa el cambio de volumen con la variación de temperatura, es sustancialmente mayor en la pasta cementicia que el correspondiente a los agregados, y

además, varía significativamente con el contenido de humedad del hormigón. Por otro lado, el coeficiente de dilatación térmica de los agregados varía de acuerdo a la composición mineralógica de la roca, aumentando con el contenido de sílice. Aquellas con alto contenido de cuarzo, como la cuarcita, tienen un coeficiente cercano a  $12 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ , mucho mayor que el de los agregados calcáreos, como la caliza, que es del orden de  $5 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ . Las rocas con mediano contenido de cuarzo, como el granito, la riolita o el basalto, poseen valores intermedios [Klaric, 2001].

Además, el daño producido por la variación de temperatura se agrava cuando el hormigón tiene algún tipo de restricción de vínculo que impide los cambios dimensionales de origen térmico. La estructura queda sometida a un estado de tracción con el consecuente cuadro de fisuras.

Esta causa de deterioro debe ser considerada al momento de proyectar una estructura, especialmente cuando se ejecutan obras en hormigón masivo. Como consecuencia del calor que genera la hidratación del cemento, se produce una elevación de temperatura en el interior de la masa y debido a la baja conductividad del hormigón, el calor no se disipa con la velocidad suficiente, lo que trae como consecuencia, importantes aumentos de volumen. Posteriormente, al enfriarse el conjunto, la estructura tiende a contraerse y queda sometida a esfuerzos de tracción debido a las limitaciones impuestas por los vínculos.

### **Alta temperatura: fuego**

En comparación con otros materiales que se utilizan en la construcción, el hormigón presenta un buen comportamiento frente al fuego. Ello se debe a su baja conductividad térmica, a que es un material incombustible y a que no emana humos tóxicos cuando está expuesto a elevada temperatura.

El deterioro que experimenta el hormigón cuando se lo expone a elevada temperatura, depende de diversos factores: temperatura máxima alcanzada, tiempo de exposición, tipo de enfriamiento, composición de la matriz, tipo de agregado. El comportamiento de estos últimos es muy importante debido a que ocupan el mayor volumen dentro de la masa de hormigón.

El hormigón en estado endurecido, expuesto a elevada temperatura, sufre cambios físicos y químicos, en muchos casos irreversibles. Los diferentes coeficientes de dilatación térmica que tienen los agregados, respecto a la pasta de cemento, generan microfisuras internas y un debilitamiento en la zona de interfase agregado-mortero. Por otro lado, se producen reacciones y transformaciones químicas en todos los componentes del hormigón. La mayoría de los agregados son estables por debajo de 500°C, mientras que la transformación alotrópica del cuarzo  $\alpha$  a cuarzo  $\beta$  ocurre progresivamente entre 500 y 600°C y es acompañada por una significativa expansión del orden de 1,2%. Los agregados calcáreos experimentan una decarbonatación entre los 600 y 900°C y los basaltos, en general, no muestran cambios de fase por debajo de los 800°C [Bazant y Kaplan, 1996].

Los primeros cambios en la pasta de cemento se producen con la evaporación del agua capilar, para temperaturas superiores a 100 °C, luego comienza la deshidratación del silicato de calcio hidratado (aproximadamente a 180 °C), la descomposición del hidróxido de calcio (500 °C) y finalmente, la del silicato de calcio hidratado (alrededor de 700 °C) [Di Maio et al., 2001].

La destrucción de los productos de hidratación con un aumento en la porosidad de la pasta de cemento, la alteración de los agregados, las deformaciones diferenciales, el desarrollo de microfisuras y el debilitamiento de la zona de interfase, pueden ser evidenciados y evaluados mediante microscopía óptica. Estudios sobre cortes delgados de hormigones dañados por alta temperatura, pueden ser aplicados para determinar la historia térmica y establecer el deterioro sufrido por una estructura, luego de un incendio. Algunos autores correlacionan la naturaleza, extensión y hasta una cuantificación del cuadro de fisuramiento con las máximas temperaturas alcanzadas en elementos estructurales de hormigón atacado por el fuego [Georgali y Tsakiridis, 2005]. De esta manera, el estudio microscópico permitiría hacer una estimación de la máxima temperatura alcanzada, como así también de la profundidad del daño sufrido por el hormigón medida desde la superficie atacada, y que deberá ser removida en los posibles trabajos de reparación.

Los cambios físicos y químicos que experimenta el hormigón expuesto a alta temperatura, afectan directamente su resistencia mecánica. Existe una gran variabilidad entre los resultados referidos por diversos autores respecto a las disminuciones en la resistencia a la compresión. En general, se han observado disminuciones menores al 25%, para temperaturas

entre 200 y 250 °C, y por encima de los 300 °C el decrecimiento es más intenso, llegando a reducciones del orden del 40% [Barragán et al., 1997]. A los 550 °C esta reducción alcanza valores entre 55% y 70%. Para temperaturas mayores a 700 °C se verifica una drástica caída en la resistencia residual, tornándose friable el hormigón a partir de los 900 °C. Este proceso puede agravarse, en función del tipo de enfriamiento al que haya estado expuesta la estructura. Si el hormigón que se encuentra sobrecalentado sufre un enfriamiento acelerado con agua a una temperatura mucho menor, se genera un shock térmico y aparecen microfisuras en la masa del hormigón que afectan a su estructura interna.

### **Baja Temperatura: congelamiento y deshielo**

En algunas ocasiones, las estructuras pueden encontrarse sometidas a sollicitaciones térmicas extremas capaces de producir un deterioro en el hormigón debido a que afectan sus propiedades físicas y mecánicas. Existen dos situaciones de daño debido a las bajas temperaturas: cuando la acción se produce sobre el hormigón en estado fresco o durante la iniciación de su proceso de endurecimiento; y cuando se produce a partir de que el material ya ha alcanzado cierta madurez y resistencia.

#### **a) Congelación a edad temprana**

Si la congelación se produce inmediatamente después que el hormigón se ha terminado de colocar, el proceso de fraguado quedará suspendido mientras duren las bajas temperaturas. La expansión del agua producida por el congelamiento originará vacíos que afectan la resistencia del hormigón. Sin embargo, un revibrado oportuno y adecuado podría eliminar los vacíos recomponiendo al hormigón y logrando un desarrollo normal. En el caso que la congelación se produzca cuando el hormigón ya ha fraguado pero no ha ganado aún suficiente resistencia, alrededor de las 10 horas, la expansión asociada a la formación del hielo causa un daño y una pérdida de resistencia irreparable [Neville, 1993]. Si el hormigón ya ha ganado suficiente resistencia, puede soportar la congelación sin mayor daño. En general, cuanto más avanzada es la edad del hormigón y su resistencia, menos vulnerable será a la acción de las bajas temperaturas.

Para prevenir los efectos de una congelación temprana, el Proyecto de Reglamento CIRSOC 201:2005 establece períodos de protección al hormigón fresco, cuando se espere que la

temperatura media del ambiente descienda por debajo de  $+5^{\circ}\text{C}$  después de su colocación. Para los hormigones que no poseen aire intencionalmente incorporado, dicho período de protección deberá prolongarse hasta que el hormigón haya desarrollado una resistencia a compresión igual o mayor que 7 MPa. Si se ha incorporado aire al hormigón, el período mínimo de protección establecido por el reglamento, varía entre 2 y 6 días, dependiendo del tipo de cemento utilizado [Reglamento CIRSOC 201, 2005].

#### b) Congelación y deshielo sobre el hormigón endurecido

La acción repetida del ciclo congelación y deshielo es una de las causas que más daño provoca sobre las estructuras de hormigón, en especial sobre aquellas de gran superficie expuesta, tales como pavimentos, tableros de puentes, canales, etc. El daño se manifiesta por un debilitamiento de la superficie expuesta provocado por las sucesivas expansiones, con un efecto acumulativo que conduce al agrietamiento y descascaramiento en forma de escamas. También se produce un daño interno con una microfisuración generalizada de toda la pasta.

No existe un acuerdo sobre el mecanismo de deterioro debido a la acción del hielo, pero las diversas teorías concuerdan en relacionar directamente el daño sufrido por el hormigón con la microestructura de éste y el contenido y distribución de la red de poros. Cuando la temperatura desciende, el agua contenida en la red porosa solidifica con un aumento de volumen del 9%. Se genera un estado de tensiones de tracción que si bien no suele ser de magnitud suficiente como para dañar al hormigón en un solo ciclo, puede producir el deterioro de la pasta debido a fatiga del material, luego de varios ciclos.

Una posibilidad para mejorar el comportamiento de la pasta cementicea frente a este ataque físico, es la incorporación de pequeñas burbujas de aire en forma intencional y controlada. Si una estructura va a estar sometida a la acción repetida de congelación y deshielo, es beneficioso dosificar el hormigón con un aditivo incorporador de aire, aunque se debe tener en cuenta que la falla puede producirse por congelamiento del agregado grueso. El riesgo de deterioro por esta causa aumenta cuando mayor es el tamaño máximo y contenido de humedad del agregado. La falla típica por esta causa comienza en la rotura del agregado ubicado cerca de la superficie con el consiguiente reventón localizado del hormigón.

### **Abrasión, erosión y cavitación**

Algunos elementos estructurales, como pavimentos, pisos, vertederos, canales, sufren un progresivo desgaste o desintegración por el roce y fricción de partículas sólidas o por la circulación de fluidos. El primer caso, en el cual el desgaste se produce por la acción de partículas sólidas sobre una superficie de hormigón, se denomina abrasión; y cuando en la acción interviene un fluido como vehículo, se lo denomina erosión, con un caso particular que es la cavitación. En función de la duración de estas acciones, el deterioro que provocan puede ser superficial o profundo.

La resistencia del hormigón a la abrasión depende fundamentalmente de las características de la pasta, de los agregados, en especial los gruesos, y de la adherencia entre ellos. El deterioro frente a esta acción comienza por la pasta, ya que en general, los agregados constituyen la fase más dura en el hormigón. A medida que se desgasta la pasta, las partículas de agregado fino y grueso quedan expuestas y a partir de allí, la degradación será función de la adherencia pasta-agregado.

La dureza, forma y textura de un agregado grueso modifican considerablemente la resistencia a la abrasión. Ésta se ve incrementada con el uso de un agregado grueso denso y duro, tal como el basalto o el granito, como así también con el uso de partículas angulares que mejoran la adherencia a la pasta [Mehta y Monteiro, 1993]. En el caso particular de pisos industriales se utilizan tratamientos superficiales a base de agregados especialmente resistentes al desgaste o metálicos.

Para un mismo conjunto de agregados, la resistencia a la abrasión del hormigón aumenta con el incremento de su resistencia a la compresión y con la reducción de su relación a/c, es decir con la mejor calidad de la pasta. También será necesario un eficiente y prolongado curado, especialmente en el caso de hormigones pobres, para reducir la velocidad de pérdida de humedad superficial y permitir una mejor hidratación del cemento.

El Proyecto de Reglamento CIRSOC 201:2005 recomienda para hormigones expuestos a una abrasión severa como el tránsito intenso, el resbalamiento de materiales a granel, el movimiento de objetos pesados o el escurrimiento rápido de agua que lleve sólidos en suspensión: una máxima relación a/c = 0,42; una resistencia característica a compresión  $f'c =$

40 MPa; un asentamiento menor a 10 cm; sin aire intencionalmente incorporado; un tamaño máximo nominal del agregado grueso  $T_{\text{máx}} = 26,5$  mm y un valor de desgaste “Los Ángeles” menor a 30%. De esta manera se prevé el uso de hormigones de alta resistencia, baja porosidad, mínima tendencia a exudar y elaborados con agregados de bajo desgaste, sin embargo, no se brinda información del desempeño en servicio esperado para estos hormigones.

### **2.2.2 Factores químicos**

El ataque químico al hormigón es un proceso de degradación causado por agentes agresivos provenientes del ambiente externo a la estructura, que se transportan en solución hacia su interior y reaccionan con algún constituyente de la pasta cementicia. Para que ello suceda, es necesario la presencia de agua en el medio ambiente y un mecanismo de transporte de los agentes agresivos hacia el interior de la pasta de cemento [Irassar, 2001].

#### **Lixiviación**

La degradación del hormigón no sólo puede ser causada por agua que contenga sustancias agresivas, sino también por aguas totalmente puras, libres de sales, por aguas blandas que tengan pocas impurezas o de condensación industrial, de fusión de glaciares, de nieve, de lluvia, aguas pantanosas blandas y algunas procedentes de grandes profundidades. El hormigón es rápidamente atacado por las aguas blandas agresivas, las cuales tienden a descomponer o hidrolizar los productos de hidratación de base cálcica. Este proceso se conoce con el nombre de lixiviación y se agrava cuando el agua fluye a través de la estructura debido a la presión hidrostática.

El ingreso y la circulación de los líquidos se produce por distintos mecanismos: por permeabilidad (líquido sometido a un gradiente de presión), por capilaridad (debido a tensiones superficiales en poros capilares) o por difusión (diferencia de concentraciones moleculares). Por lo tanto, la compacidad del hormigón es el factor más importante que gobierna la capacidad de resistir este tipo de ataque y la penetración del agua en el hormigón dependerá de su estructura de poros y su grado de conectividad. Estas vías de acceso no solo admiten el ingreso del agua en contacto con el hormigón, sino también permiten el egreso, es

decir, desde su masa al exterior, lavando o lixiviando los compuestos cálcicos, fundamentalmente los iones  $\text{Ca}^{2+}$  de la pasta endurecida.

Los compuestos formados durante la hidratación de la pasta de cemento se mantienen estables mientras exista un equilibrio entre la solución de poros y la disolución de los compuestos hidratados que proveen el medio alcalino para su preservación. En el proceso de degradación por lixiviación, este equilibrio se ve alterado, se modifica el pH y comienza la descomposición de los compuestos. El principal ion que lixivia es el  $\text{Ca}^{2+}$ , que proviene en una primera fase de la disolución del hidróxido de calcio ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ) y luego, con valores de pH por debajo de 9, se produce una descomposición total de los silicatos de calcio hidratados (C-S-H), responsables de la resistencia y durabilidad de la pasta cementicia. Cuando la descalcificación es muy importante, los C-S-H se convierten en un gel de sílice que no tiene propiedades resistentes, quedando sin efecto su poder aglomerante con la consiguiente pérdida de masa del hormigón.

La solubilidad del hidróxido cálcico es modificada en forma considerable por la presencia de otras sales en la disolución; algunos iones la reducen, pero otros como el ion sodio y el ion cloruro, la acrecientan. Al contrario de lo que sucede con los cloruros alcalinos, el cloruro cálcico dificulta la disolución de la cal, pues el hidróxido cálcico y el cloruro cálcico poseen un catión común. En general, las sales cálcicas dificultan la acción disolvente, mientras que las sales alcalinas aumentan la velocidad de disolución. En pequeñas cantidades también el ion Mg causa una reducción de la disolución, pues parte del  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  de la capa superficial se transforma en  $\text{Mg}(\text{OH})_2$ , que precipita disminuyendo la permeabilidad del hormigón.

El signo exterior del principio de la destrucción del hormigón por lixiviación es el desprendimiento de cal, que toma la forma de eflorescencias gradualmente crecientes en la superficie del hormigón, especialmente en la proximidad de deficientes enlaces estructurales, grietas imprevistas, coqueras, así como en la zona de las oscilaciones del nivel de la capa acuífera. Estas manchas blancas consisten en sales de calcio que cristalizan en la superficie por efecto de la evaporación y posterior carbonatación debido al  $\text{CO}_2$  atmosférico.

Este fenómeno no causa solamente un deterioro estético del hormigón debido a la eflorescencia, sino que fundamentalmente origina una disminución de la masa por lixiviación de los productos hidratados y el debilitamiento de la misma. Además, otra consecuencia de la

lixiviación es generar las condiciones propicias para que el acero de refuerzo se encuentre rodeado de un hormigón que ha perdido su alcalinidad y, por lo tanto, puede comenzar el proceso de corrosión.

La lixiviación puede ser evitada o minimizada diseñando un hormigón con una relación a/c lo suficientemente baja como para que la formación de  $\text{Ca(OH)}_2$ , la porosidad y la conectividad de la estructura de poros de la pasta disminuyan. Por otra parte, el uso de cementos con adiciones minerales activas (como puzolanas y escoria granulada de alto horno) y contenidos moderados de silicato tricálcico ( $\text{C}_3\text{S}$ ), tienden a minimizar aún más la lixiviación del  $\text{Ca(OH)}_2$  que es el compuesto más soluble de la pasta de cemento. De esta manera se puede reducir considerablemente la vulnerabilidad de una estructura de hormigón frente al ataque de aguas puras por lixiviación [Calleja, 1980].

### **Ataque por Sulfatos**

El ion sulfato ( $\text{SO}_4^{2-}$ ) puede estar presente en las aguas residuales industriales en forma de solución diluida de ácido sulfúrico; en las aguas del subsuelo, pocas veces aparece el sulfato en forma iónica, siendo mucho más frecuente sus sales, es decir, los sulfatos.

Los sulfatos perjudiciales para el hormigón se encuentran preferentemente en los terrenos arcillosos o en sus capas freáticas. Los sulfatos más peligrosos para el cemento portland son los de amonio, calcio, magnesio y sodio; los sulfatos de potasio, cobre y aluminio son menos peligrosos, mientras que los sulfatos de bario y de plomo son insolubles y, por lo tanto, inofensivos para el hormigón.

La presencia de sulfatos en el agua que está en contacto con una pasta endurecida de cemento, puede producir diferentes mecanismos de ataque: uno químico, asociado a la formación de nuevos compuestos como ettringita, yeso y thaumasita y uno físico, debido a la cristalización de las sales de sulfato en la estructura de poros del hormigón y en el cual los compuestos de la pasta de cemento no se encuentran involucrados.

El deterioro del hormigón debido a la cristalización de sales de sulfato, proceso puramente físico, ha sido muchas veces confundido con el ataque químico de los sulfatos. En este fenómeno, la solución de sulfatos asciende por absorción capilar y en posibles ciclos de

secado y mojado tiene lugar la cristalización de las sales en los poros, produciendo tensiones internas suficientemente grandes como para fisurar el hormigón y causar un descascaramiento progresivo de la superficie de la estructura atacada. El daño es superficial y la evidencia típica de este proceso es la presencia de eflorescencias blancas en la superficie del hormigón sobre el nivel del suelo [Haynes et al., 1996].

Los hormigones que contienen una elevada proporción de adiciones minerales son más susceptibles al ataque por cristalización de sales, debido a que presentan una mayor tasa de absorción capilar, principal mecanismo de transporte de agua en ciclos de humedecimiento y secado [Irassar et al., 1996].

Respecto al ataque por la formación de compuestos expansivos, existen dos tipos de daños en función de la ubicación de la fuente que provee los iones agresivos: ataque externo, en el cual los iones sulfatos ingresan al hormigón desde el medio ambiente, o ataque interno, debido a una tardía liberación de sulfatos provenientes de los agregados generalmente contaminados con yeso, del clinker o del cemento con elevado contenido de  $\text{SO}_3$  o en el caso de los hormigones curados a vapor a una elevada temperatura. Al ataque interno de sulfatos se lo conoce como ataque por formación de ettringita difererida (FED) [Irassar, 2001].

El ataque externo de sulfatos al hormigón es un fenómeno muy complejo, que involucra el movimiento de iones sulfatos a través de la estructura de poros mediante distintos mecanismos de transporte, la interacción de los iones agresivos con algunos compuestos de la pasta de cemento hidratada, y la formación de compuestos expansivos que producen la microfisuración del hormigón, incrementando la tasa de deterioro, la pérdida de resistencia y el ablandamiento de las capas exteriores. La experiencia adquirida indica que un hormigón compacto sólo sufre efectos superficiales, mientras que si es poroso el efecto destructivo se produce en toda la masa con ablandamiento y desintegración superficial, acompañados por expansión y reducción de resistencia, ya que los sulfatos por alguno de los mecanismos de ingreso pueden penetrar profundamente en el hormigón.

En ambientes con sulfatos se pueden identificar diferentes mecanismos de degradación que incluyen:

### a) Formación de ettringita

La ettringita o sal de Michaelis-Candlot-Deval, llamada el bacilo del cemento, es el resultado de la reacción entre los  $\text{SO}_4^{2-}$  y los hidratos de los aluminatos de calcio o los monoufoaluminatos de la pasta. Cristaliza en la masa del hormigón endurecido en forma de agujas que se disponen en forma radial o rosetas, generando un aumento de volumen y un importante efecto expansivo. Se produce una fisuración progresiva, un incremento en la porosidad y la pérdida de la resistencia mecánica de la pasta, del mortero o del hormigón.

### b) Formación de yeso

Es el resultado de una reacción de intercambio químico donde los iones sulfatos reemplazan a los  $(\text{OH})^-$  del hidróxido de calcio formado durante la hidratación del cemento. La cristalización de yeso comienza cuando cesa la cristalización de ettringita debido a la deficiente provisión de aluminatos desde la fase sólida a la solución [Mehta, 1983]. Los cristales se encuentran generalmente localizados en los poros y en la interfase pasta-agregado. La formación de yeso produce un ablandamiento de la capa exterior del hormigón mientras que el interior de la matriz permanece cohesivo.

### c) Formación de thaumasita

El deterioro se produce en hormigones elaborados a partir de agregados con alto contenido de carbonatos, como calizas o dolomitas (fuente interna) o expuestos en ambientes con altas concentraciones de  $\text{CO}_2$  (fuente externa).

En esta reacción, el silicato de calcio hidratado (C-S-H) y el hidróxido de calcio ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ) de la pasta de cemento son transformados a yeso y thaumasita debido a la acción conjunta de los iones sulfatos y carbonatos. Se requiere de un ambiente con elevada humedad relativa y baja temperatura (cerca a los  $5^\circ\text{C}$ ).

Los iones sulfatos reaccionan con el  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  de la pasta para formar yeso y la thaumasita es el resultado de la reacción entre la  $\text{SiO}_2$  provista por la descomposición del C-S-H con los iones carbonatos (fuente interna o externa) y los iones sulfatos de la solución. La thaumasita

se forma luego que se ha consumido la totalidad del  $\text{Ca(OH)}_2$  en el mortero y esta situación produce la descomposición del C-S-H [Irassar et al., 2001].

d) Ataque de sulfato de magnesio

Es un mecanismo diferente de ataque dependiendo fundamentalmente de la concentración de  $\text{MgSO}_4$ . Si es baja (menor que 0,48%) el ataque es dominado por la formación de ettringita, si está entre 0,48% y 0,75% el ataque es controlado por la formación combinada de ettringita y yeso. Si la concentración supera el 0,75% ocurre un ataque severo sobre el C-S-H.

El  $\text{MgSO}_4$  reacciona con C-S-H para formar yeso, brucita (un hidróxido relativamente insoluble) y un gel de sílice que no tiene propiedades cementantes. Se forma una doble capa de brucita y yeso sobre la superficie que se comporta como una barrera de protección que bloquea el ataque de magnesio. El pH en el interior de la pasta decae y puede reducir la estabilidad del C-S-H. Cuando se consume todo el  $\text{Ca(OH)}_2$ , el aporte de  $(\text{OH})^-$  y  $\text{Ca}^{2+}$  proviene de la descalcificación del C-S-H para formar más brucita y yeso. La doble capa protectora es removida y el deterioro es más severo debido a la descomposición del C-S-H, la formación de yeso y un gel de sílice no cohesivo.

Esta reacción se caracteriza por la degradación progresiva de la matriz de cemento y finalmente, el hormigón es reducido a una masa granular no cohesiva, aún utilizando cementos ARS o con adiciones minerales. En particular, los cementos con alto contenido de adiciones activas son muy susceptibles a este ataque debido a la temprana descalcificación del C-S-H por la ausencia de  $\text{Ca(OH)}_2$  en la pasta [Al-Amoudi et al., 1995].

Para reparar una estructura afectada por ataque de sulfatos, la técnica empleada generalmente es la eliminación del hormigón dañado y su sustitución por otro con un cemento adecuado para el grado de agresividad del medio en que está emplazada la obra y el diseño de un drenaje eficaz que elimine la humedad del terreno circundante.

Para prevenir el ataque externo de los sulfatos, los principales métodos que se utilizan son: la reducción de permeabilidad del hormigón (bajas razones a/c), la reducción de la cantidad de aluminato tricálcico en el cemento portland y el uso de adiciones minerales activas como la escoria de alto horno, puzolanas naturales, ceniza volante de bajo calcio y humo de sílice.

En lo que respecta a la durabilidad del hormigón, existen algunos desacuerdos sobre el parámetro más importante a respetar: la composición química del cemento o la permeabilidad del hormigón. Mientras que los químicos se inclinan por el primer criterio, son los ingenieros civiles los que sostienen que un hormigón de buena calidad, es decir, baja permeabilidad, demostrará una mejor performance. P.K. Mehta sostiene que la durabilidad del hormigón depende en mayor grado de su permeabilidad, que del tipo de cemento utilizado, aún con altos tenores de aluminato tricálcico. En hormigones elaborados con alto contenido de cemento y baja relación a/c, la influencia de la composición química del cemento es mínima. En cambio, en aquellos hormigones preparados con bajos tenores de cemento y altas razones a/c, la composición química del cemento es determinante de la vida útil del hormigón [Mehta, 1982].

En nuestro país, existen diques y canales construidos en suelos sulfatados desde hace más de 50 años con un comportamiento satisfactorio empleando adiciones minerales activas naturales. En los últimos años no se han reportado estructuras afectadas por esta patología, con excepción de algunas defensas costeras en las cuales se han visualizado alteraciones por ciclos de mojado y secado (destrucción física del material al cristalizar el sulfato).

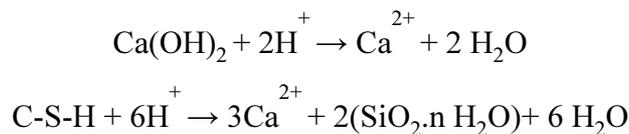
### **Ataque por ácidos**

El comportamiento durable de estructuras de hormigón, material altamente alcalino ( $\text{pH} \cong 12,5$ ), en contacto permanente o frecuente con ambientes ácidos ( $\text{pH} \leq 6$ ) se ve fuertemente alterado. Se genera una reacción química ácido-base en la que todos los compuestos cálcicos de la pasta de cemento se convierten en la correspondiente sal cálcica del ácido agresivo. Por esta causa, aquellos hormigones expuestos a ambientes ácidos deben protegerse adecuadamente: si el ataque es débil o moderado, se puede proteger al hormigón mediante una baja relación a/c, mientras que si el grado de agresividad es elevado, el hormigón requiere indefectiblemente una membrana protectora para prevenir el daño [Irassar, 2001].

Los ácidos responsables del deterioro al hormigón pueden ser tanto orgánicos como inorgánicos. Los primeros se presentan generalmente en las industrias alimenticias con procesos de fermentación (lechera, cervecera, vitivinícola, etc.) y en los lugares donde existe descomposición de materia orgánica, como en el tratamiento de aguas cloacales y manejo de

residuos domiciliarios, comedores de animales, silos de granos, pisos de corrales. Los ácidos inorgánicos fuertes derivan generalmente de procesos industriales, por lo que es factible encontrarlos en desagües industriales.

Durante el ataque ácido, el protón ( $H^+$ ) acelera la lixiviación del  $Ca(OH)_2$  (hidróxido de calcio) y si la concentración de protones es elevada, también ataca a los C-S-H (silicatos de calcio hidratados) descomponiéndolos en un gel de sílice que no tiene resistencia. Las reacciones químicas del ataque ácido se pueden expresar mediante las siguientes ecuaciones:



La primera manifestación del ataque es la aparición de eflorescencias, luego la pasta de cemento se convierte en un gel poroso, rico en sílice, mucho más permeable que el C-S-H original y con menor resistencia. Los agregados quedan expuestos al disolverse la pasta que los aglutina y finalmente se desprenden de la masa de hormigón.

Cuando la sal de calcio que se forma es insoluble y no expansiva, precipita en los poros y dificulta el mecanismo de transporte de nuevos protones hacia zonas del hormigón que aún no han sido atacadas. En cambio, si la sal de calcio es soluble, el ataque ácido es muy severo ya que se produce una pérdida de materia que genera una estructura más porosa para el ingreso de los iones  $H^+$ . Es por ello que la solubilidad de la sal que produce el ataque es más importante para la degradación, que la propia concentración de protones ( $H^+$ ) [Grube y Rechenberg, 1989].

### **Ataque por álcalis**

Durante el proceso de fraguado del cemento se producen múltiples reacciones, gracias a las cuales las mezclas frescas de hormigón adquieren rigidez. Existen agregados constituidos por rocas o minerales, capaces de reaccionar con los álcalis solubles en el hormigón produciendo expansiones y agrietamientos en las estructuras de hormigón. Debido a que el deterioro que produce este tipo de reacciones es lento, el riesgo de fallas catastróficas es muy bajo, pero se generan problemas de servicio y se pueden exacerbar otros mecanismos de deterioro, como

por ejemplo los relacionados a los ciclos de congelamiento y deshielo o las exposiciones a sulfatos.

En los años 1940 y 1942, Stanton publicó dos trabajos de investigación sobre deterioros en distintas construcciones de hormigón (fisuración en “mapa”) en la región de California. En sus estudios observó que, en presencia de humedad permanente, se originaba una reacción entre los álcalis del cemento y alguno de los agregados utilizados, a consecuencia de la cual se producían aumentos de volumen que fisuraban el hormigón. Comprobó que la reacción se producía en forma más intensa, cuando se usaban agregados naturales en los que aparecía una forma de sílice hidratada similar al ópalo. La reacción se detectaba como originada entre los álcalis liberados en la hidrólisis del cemento y la sílice hidratada, en presencia de agua. Por esa razón, la denominaron “Reacción Álcali-Agregado” [Stanton, 1940].

En nuestro país, la primera información que se dispone se remonta a los años 1947/48, en donde se observaron agrietamientos de importancia en la Ruta 188 tramo Pergamino-San Nicolás, atribuidos a la RAS. Pero el estudio encarado por los investigadores del LEMIT y la D.N.V., referido al pavimento que une la ciudad de La Plata con Punta Lara, a fines de la década del '50, constituye el primer trabajo para la evaluación de la RAS publicado en nuestro país [Fava et al., 1960].

a) Componentes necesarios para que se produzca la reacción:

La combinación del cemento portland con el agua en el seno del hormigón, genera un medio altamente alcalino ( $\text{pH} \cong 12,5$ ) en el que se hallan permanentemente inmersas las partículas de roca que constituyen los agregados. En estas condiciones, algunas rocas reaccionan químicamente con el medio de contacto, para dar lugar a la formación de un gel, que al absorber agua se expande y crea presiones capaces de desintegrar el hormigón.

Los elementos participantes en tales reacciones son básicamente dos: por una parte, los álcalis (óxido de sodio,  $\text{Na}_2\text{O}$ , y óxido de potasio,  $\text{K}_2\text{O}$ ) que normalmente provienen del cemento portland pero eventualmente pueden provenir también de algunos agregados, y por la otra, ciertas rocas y minerales que con alguna frecuencia se encuentran en los agregados. A estos factores se suma un tercero representado por la humedad, que realmente funciona como

agente excitador de la reacción, y cuya presencia en el seno del hormigón es una condición inevitable en sus primeras edades, pero no así posteriormente, dependiendo de las condiciones de humedad en que preste servicio la estructura. Si una de estas tres condiciones no está presente, la expansión debida a la reacción álcali-sílice no puede desarrollarse.

En su forma más simple, la reacción puede describirse como un proceso en dos etapas:

1. Álcalis + Agregado reactivo  $\longrightarrow$  Gel de reacción en el interior del hormigón
2. Gel de reacción + Humedad  $\longrightarrow$  Expansiones deletéreas en el hormigón

Para que los efectos de estas reacciones alcancen un grado significativo, no basta con la sola presencia de los elementos participantes, sino también es necesario que se hallen en proporciones y condiciones específicas.

- I. Uso de un cemento portland con alto contenido de álcalis (más de 0,60 % expresado como  $\text{Na}_2\text{O}$  equivalente)

La primera condición para que se produzca la reacción y sus efectos expansivos alcancen un grado detrimental, es que existan suficientes álcalis disponibles para reaccionar con los agregados que sean reactivos, es decir, que la concentración de álcalis en la solución en los poros del hormigón posea un determinado nivel, por encima de un cierto límite de inocuidad. Para establecer esta limitación de los álcalis, cuando se utilizan agregados que son reactivos, se manejan dos criterios:

- En la práctica tradicional estadounidense se regula el contenido de álcalis totales en el cemento portland, limitándolo a un máximo de 0,60 %, expresado como óxido de sodio equivalente:  $\text{Na}_2\text{O} + 0,658 \text{K}_2\text{O} < 0,60 \%$ .
- Conforme a la práctica inglesa, de uso más reciente, se prefiere controlar el contenido unitario de álcalis en la mezcla de hormigón, prescribiendo que en ésta no se incluya más de 3 kg de álcalis por  $\text{m}^3$  de hormigón.

En apoyo de este segundo criterio, los álcalis no solamente provienen del cemento portland, sino que también pueden ser aportados por ciertos agregados, aditivos y en algunos casos por

el mismo ambiente que rodea la estructura, sales descongelantes, suelos salinos, ambientes industriales, etc. Así, la limitación de los álcalis puede hacerse en forma más segura, cuantificando el aporte que cada uno de los componentes del hormigón hace a la mezcla de acuerdo a la dosificación que se utilice.

- II. Empleo de agregados que contengan rocas y minerales reactivos con los álcalis, en las proporciones que resulten críticas para cada tipo de roca o mineral.

Existen numerosas rocas y minerales capaces de reaccionar con los álcalis y producir expansiones que pueden destruir en forma paulatina pero inevitable al hormigón en servicio, normalmente los identificamos como “potencialmente reactivos”.

Entre los agregados que contienen rocas y minerales reactivos debemos identificar tres grandes grupos, que a su vez dan origen a tres tipos de reacciones diferentes entre las denominadas genéricamente, reacciones álcali-agregado: Reacción álcali-sílice (RAS), reacción álcali-carbonato (RAC) y reacción álcali-silicato.

Su sola presencia en los agregados no es condición suficiente para producir la reacción deletérea en el hormigón, es además necesaria su presencia en ciertas proporciones críticas que varían de acuerdo con los tipos de roca y minerales. Tal modo de comportarse, un tanto impredecible, tiende a dificultar la pronta clasificación de un agregado como reactivo o inocuo, pues no basta con identificar y cuantificar sus componentes potencialmente reactivos, sino que también se requiere verificar experimentalmente los efectos que puede producir al combinarse con el cemento portland de uso previsto para la fabricación del hormigón.

De los tres tipos de reacción álcali-agregado, la reacción álcali-sílice (RAS) es la más frecuente, en la que participan agregados de uso común que contienen sílice amorfa y criptocristalina, como las rocas vítreas volcánicas y sus tobas, rocas que contienen ópalo y otras con alto contenido de sílice. La reacción álcali-silicato es muy poco conocida, pues involucra rocas que contienen vermiculita que es un mineral de la familia de las micas, con tendencia exfoliable y no muy común en los agregados para hormigón por su dudosa calidad. En la reacción álcali-carbonato (RAC), cuya frecuencia es intermedia, son partícipes algunas rocas calizas que contienen dolomita, las cuales sufren un proceso de dedolomitización por efecto de los álcalis

III. La exposición de la estructura de hormigón en servicio a un medio de contacto húmedo, principalmente cuando se producen alternancias de humedecimiento y secado, o disipaciones de humedad a través del hormigón.

Se ha demostrado que la humedad es un requisito indispensable para que se produzca la expansión debida a la reacción álcali-sílice. Como la mayoría de las reacciones químicas, necesita agua para que se produzca, sin embargo, en este caso el agua tiene una doble misión: en primer lugar es necesaria para el transporte de los iones alcalinos e hidroxilos para que tenga lugar la reacción, y en segundo lugar es absorbida por el gel higroscópico formado como consecuencia de la reacción, que, al aumentar el volumen produce la expansión que origina las lesiones en el hormigón. Así, experiencias llevadas a cabo demuestran que con humedades relativas por debajo del 70% la expansión es insignificante, pero cuando se sitúa por encima del 80% la expansión aumenta drásticamente [Farny y Kosmatka, 1997].

Se puede concluir que, aunque la reacción álcali-sílice puede desarrollarse con una humedad relativa baja, se necesita que ésta sea alta para que el gel producido como consecuencia de la misma absorba el agua y produzca expansión. La mayor incidencia de estructuras en la que se han detectado las lesiones producidas por la RAS, se encuentran en ambientes francamente húmedos como presas, puentes, túneles, pavimentos, etc.

Cualquier reducción en la permeabilidad por el uso de bajas relaciones agua/cemento, hace disminuir la humedad dentro del hormigón. Algunas investigaciones demuestran que hormigones de bajas relaciones agua/cemento (cerca de 0,35) expanden significativamente menos que hormigones con relaciones agua/cemento superiores [Farny y Kosmatka, 1997].

No se sabe qué causa más daño, si una saturación continua o ciclos de humedad y secado. Sin embargo es conocido que si se alternan estados de humedad y secado, los álcalis se concentran cerca de la zona seca e inducen una mayor reacción allí. Es deseable minimizar ambos estados mediante un buen drenaje. Cualquier suministro externo de agua a una estructura afectada por la RAS, irreversiblemente aumenta la expansión del hormigón. Dicha expansión y la formación de productos de reacción podrán detenerse si el recurso de humedad disponible cesa, pero ambos podrán reactivarse rápidamente cuando las condiciones iniciales se restablezcan [Batic y Sota, 2001].

En cuanto a la temperatura, está comprobado que al igual que en cualquier reacción química, el aumento de la temperatura del hormigón acelera la reacción álcali-sílice. Por este motivo, en circunstancias de especial riesgo no es aconsejable el empleo de cementos de fraguado rápido, pues tienen un elevado calor de hidratación, así como el curado del hormigón con alta temperatura y el curado con vapor.

b) Fases y manifestaciones externas de la RAS:

La reacción química deletérea se inicia con el contacto agresivo entre los iones hidroxilos ( $\text{OH}^-$ ), asociados con los álcalis contenidos en la solución de poros del hormigón y ciertas variedades de sílice reactiva de los agregados, sobre todo aquella pobremente cristalizada, pues es mucho más vulnerable.

Se produce una transformación de la sílice en un gel de sílice, álcali y calcio que comienza a hidratarse con el agua contenida en los poros que rodea al gel produciéndose el consecuente aumento de volumen, capaz de producir una fuerza expansiva. Este gel puede impregnar la pasta de cemento, introducirse en los poros libres o producir fisuras y correr por las mismas hasta salir a la superficie del hormigón. Esta expansión puede, finalmente, provocar la fisuración y consecuentemente el deterioro de la estructura de hormigón.

Si bien la formación del gel de reacción y la expansión interna del hormigón son dos manifestaciones directamente vinculadas entre sí, no se las puede correlacionar para definir grados de avance de la patología estudiada. No es posible relacionar las cantidades de gel observadas en muestras de laboratorio con sus respectivos niveles de expansión. Daños significativos pueden presentarse con pequeñas cantidades de gel encontradas.

Se presenta una fisuración tipo mapeado en la superficie del hormigón, son tres fisuras que parten de un punto y se abren a  $120^\circ$ . La disposición de las armaduras de refuerzo o las restricciones laterales pueden modificar este tipo de diseño. La expansión comienza con la formación del gel y a medida que éste se hidrata va ejerciendo una presión uniforme en todas direcciones, con valores del orden de los 10 MPa. Estas presiones exceden la tensión de tracción de los hormigones convencionales, que es generalmente del orden del 10 % de la tensión de compresión, generándose las fisuras típicas en forma de mapa.

Aparecen exudaciones como geles transparentes o de color caramelo a lo largo de las fisuras y con el tiempo pueden pasar a un color claro blanquecino predominando calcita o carbonatos. El gel de reacción se ubica en huecos de aire, grietas, en la periferia de los agregados y es una típica evidencia de un estado avanzado de RAS, sin embargo es necesario un análisis químico para confirmar la presencia del gel.

El agregado afectado por RAS generalmente exhibe aureolas como síntoma de deterioro de la interfase agregado-mortero y en ciertas ocasiones, fracturas internas y fisuras extendiéndose hacia la pasta que lo rodea. Una red de fisuras conectando distintas partículas de agregado en este estado, es una clara indicación del avanzado desarrollo de la reacción álcali-sílice.

En ocasiones aparecen popouts, reventones o pequeños cráteres debido a los agregados gruesos ubicados cerca de la superficie, en especial cuando se trata de calcáreos impuros con contenidos de sílice amorfa. Se generan para aliviar la presión creada por el gel justo debajo de la superficie del hormigón, pudiendo quedar una partícula de agregado fracturado en el fondo del hueco. Los popouts generalmente no afectan el estado de servicio o la durabilidad del hormigón. Sus dimensiones pueden variar desde unos pocos a 100 mm de diámetro y hasta 40 mm de profundidad.

En obras donde predominan dos dimensiones, por ejemplo pavimentos, es común observar que se cierran las juntas de dilatación o construcción, presiones en los bordes de las losas, alabeos, levantamientos o superposición, roturas en forma de cuña [Batic y Sota, 2001].

El riesgo que se produzca una reacción deletérea del tipo álcali-sílice, ocurre cuando se reúnen tres condiciones en el hormigón: la presencia de un agregado reactivo conteniendo sílice metaestable, una concentración mínima de iones alcalinos en el fluido de poros y la presencia de humedad elevada. Si se produce el agotamiento de alguno de los reactivos intervinientes (por ejemplo, los álcalis disponibles o el tenor de sílice reactiva), la reacción no puede continuar. En este concepto se basa justamente, el principio de la inhibición de la reacción: se incorpora un mineral tan altamente reactivo que hasta reacciona con el hidróxido de calcio liberado por el cemento en el curso de la hidratación y con mayor razón, reacciona con los álcalis liberados por el cemento a una velocidad tal que la combinación con los mismos se completa antes que el proceso de fraguado haya concluido [Veronelli, 1975]. De esta manera se produce el agotamiento de uno de los factores necesarios para que se

produzcan los efectos dañinos de la reacción. Por otro lado, si la tercera condición necesaria, la humedad, no está presente, no podrá producirse la expansión de la pasta de cemento, aún habiéndose ya formado los geles de reacción, debido a que necesitan del factor agua para producir las expansiones detrimientales. Un caso particular se puede presentar al deshidratarse los geles de reacción por el secado parcial del hormigón, dado que pueden rehidratarse y volver a expandir, cuando el hormigón está nuevamente en contacto con humedad. Sin embargo, los geles parcialmente deshidratados y carbonatados, difícilmente reproducen las propiedades expansivas [Poole, 1992].

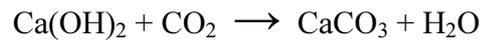
### **Corrosión de las armaduras de refuerzo**

El líquido encerrado en los poros del hormigón está constituido principalmente, por iones  $(OH)^-$  que generan un medio altamente alcalino. No es solo el  $Ca(OH)_2$  producido durante la hidratación del cemento portland, el que origina esta elevada alcalinidad sino, que se ha demostrado que los KOH y NaOH son los responsables de alcanzar valores de pH que varían entre 12,6 y 14 [Shalon y Raphael, 1959]. Es así que las barras de acero embebidas en el hormigón se encuentran protegidas de la corrosión por dos efectos: la elevada alcalinidad de la fase acuosa y el efecto barrera que proporciona el recubrimiento del propio hormigón aislándolas del medio exterior.

En estas condiciones, el acero se recubre de una capa pasiva de óxidos, muy adherente, compacta y transparente, que lo preserva de la corrosión. Sin embargo, existen diversos factores capaces de producir la despasivación de las armaduras cuando la película protectora es destruida localmente o en toda la superficie de la barra. Dos de las causas fundamentales de la pérdida de esta capacidad protectora del hormigón son: la disminución de la alcalinidad del hormigón de recubrimiento por un proceso denominado “carbonatación” y la presencia de iones cloruros en una concentración superior a un determinado umbral crítico. La primera genera un ataque en forma homogénea por toda la superficie de las barras de refuerzo y produce una corrosión generalizada o uniforme, mientras que la segunda produce un ataque en zonas discretas de la capa de pasivación, que induce una corrosión localizada en la armadura.

a) Carbonatación:

El dióxido de carbono ( $\text{CO}_2$ ) de la atmósfera (generalmente en concentraciones entre 600 y 800  $\text{mg/m}^3$ ) ingresa a la masa del hormigón a través de la red de poros interconectados con el exterior y en presencia de agua, transforma al hidróxido de calcio ( $\text{Ca(OH)}_2$ ) en carbonato de calcio ( $\text{CaCO}_3$ ). Este proceso reduce el pH en la solución de los poros hasta valores cercanos a la neutralidad (7 – 8), dejando a la armadura en una condición que permite la corrosión activa de la misma. La expresión simplificada de esta reacción es:



Para que se produzca la carbonatación, el contenido de humedad es fundamental. Si los poros están completamente secos, el  $\text{CO}_2$  no podrá reaccionar ya que debe disolverse previamente, y si están completamente saturados, su penetración será muy lenta debido a la baja solubilidad del  $\text{CO}_2$  en el agua. Sólo cuando los poros están parcialmente llenos de agua (entre 50% y 80%) se dan las condiciones óptimas para la carbonatación [CYTED, 1998].

La velocidad de carbonatación puede ser inferior si la estructura se somete a mojados periódicos. Por ejemplo, en el caso de las paredes externas de un edificio, la velocidad de carbonatación será mucho mayor en el área protegida de la lluvia que en el área no protegida. La exposición de los edificios conduce a diferencias significativas: la superficie que está orientada de tal manera que quede abrigada de la lluvia y secada por el sol, se carbonata mucho más que las superficies horizontales protegidas del sol y sometidas al agua de lluvia [Garcés Terradillos et al., 2008].

La corrosión de las armaduras a partir del descenso del pH, se asemeja mucho a la corrosión en la atmósfera, con la diferencia que en este caso el acero queda recubierto por el hormigón, que actúa a modo de esponja, reteniendo el agua por mayores períodos de tiempo y, por lo tanto, prolongando los “tiempos de humectación”.

La porosidad del hormigón es otro parámetro muy importante, ya que los poros capilares de menor tamaño están generalmente saturados de humedad y por tanto inaccesibles a la carbonatación. Los hormigones porosos se carbonatan a gran velocidad.

El CaO y los óxidos alcalinos (sodio y potasio) son las materias susceptibles de carbonatarse. Cuanto mayor sea su contenido, menor será la velocidad de carbonatación, de ahí que los cementos portland sin adiciones son en general más resistentes a la carbonatación.

La carbonatación es un proceso de difusión y por lo tanto su progreso en el interior del hormigón se atenúa con el tiempo. La velocidad de avance de este frente carbonatado es de vital importancia para calcular el tiempo que tardará éste en llegar hasta la armadura y dar inicio a la despasivación en forma generalizada como consecuencia de la disminución del pH. La velocidad de avance es función fundamentalmente de: el contenido en humedad del hormigón, su porosidad (relación a/c) y su contenido en materia alcalina carbonatable.

El modelizado de la carbonatación, a los fines prácticos, puede ser realizada mediante la simple ley de la raíz cuadrada del tiempo:

$$x_{CO_2} = k_{CO_2} \cdot \sqrt{t}$$

Donde  $X_{CO_2}$  es la profundidad carbonatada,  $k_{CO_2}$  representa una constante de carbonatación que depende de las características del hormigón y del medio ambiente, y  $t$  es el tiempo de exposición.

Por ejemplo, una constante de carbonatación ( $k_{CO_2}$ ) entre 3 y 4 mm/año<sup>0.5</sup> es el límite para producir hormigones cuyas armaduras, situadas a 30-40 mm de profundidad, no sean alcanzadas por la carbonatación antes de 50-75 años.

El avance del frente carbonatado se puede detectar fácilmente mediante la pulverización de una solución de fenoftaleína, la cual hace virar la superficie tratada a un color rosa-púrpura cuando el hormigón no está carbonatado, mientras que las zonas carbonatadas, con pH del orden de 9/10, permanecen incoloras.

El desarrollo del proceso de carbonatación reduce significativamente el volumen de poros del hormigón, por lo cual, el proceso es asintótico respecto al tiempo. Es un fenómeno lento, que afecta principalmente a hormigones de baja calidad y con poco espesor de recubrimiento. Dado el carácter generalizado de la corrosión, la pérdida de sección de las armaduras es paulatina y permite tomar medidas de reparación, mucho antes de poner en riesgo la

seguridad de la estructura. Por otro lado, la carbonatación origina el aumento de la dureza superficial del hormigón y dificulta el proceso de difusión de agentes agresivos provenientes del ambiente externo, en particular de los cloruros, al disminuir el diámetro de los poros capilares [Traversa, 2001].

La carbonatación es una tendencia natural de un material tan alcalino como es el hormigón, a ser neutralizado por las sustancias ácidas de la atmósfera, como el dióxido de carbono. Es una situación hacia la que el hormigón progresa espontáneamente y que es necesario prevenir desde el diseño mismo de la obra, para asegurar una adecuada durabilidad de las armaduras.

#### b) Ataque por cloruros:

Si la cantidad de cloruros presente en el líquido de poros del hormigón supera un cierto valor, denominado umbral crítico, la película pasiva formada sobre la superficie de las armaduras se altera. Esta alteración da origen a la formación de una celda electroquímica en la cual, el área atacada actúa como ánodo y alguna zona pasiva intacta, como cátodo, iniciándose un proceso de corrosión puntual, denominado también, crateriforme (*pitting*).

Esta disolución localizada de la capa pasiva da lugar a ataques puntuales con picaduras profundas, que son autocatalíticas, ya que generan las condiciones necesarias y suficientes para su continuo crecimiento. En el ánodo se produce ácido debido a que los iones cloruro favorecen la hidrólisis del Fe en agua para formar  $H^+$  y  $Cl^-$  libre. Esto decrece el pH localmente y los iones cloruro permanecen en el medio para seguir interviniendo en el proceso de corrosión, agravando el problema.

Se han propuesto distintas teorías sobre los procesos por los cuales los cloruros pueden influenciar las reacciones en la interfase acero-hormigón:

I) Teoría de la absorción: considera que los cloruros son preferencialmente absorbidos sobre la superficie del metal, en competencia con el  $O_2$  disuelto y con los iones  $(OH)^-$ . El mayor grado de reacción de los cloruros absorbidos en el acero puede resultar en la formación de complejos solubles que conduzcan al *pitting*.

II) Teoría de la película de óxido: sugiere que los cloruros penetran más fácilmente la película pasiva que otros aniones. La penetración se produce a través de los poros y defectos de la película.

III) Teoría de los complejos transitorios: Esta teoría sugiere que los cloruros compiten con los hidroxilos por los iones ferrosos producidos por la corrosión para formar un complejo soluble de cloruros ferrosos, destruyendo la capa protectora y permitiendo que la corrosión continúe.

Además, se ha demostrado que para que el efecto de los cloruros sean realmente efectivos en el proceso de corrosión, es necesario que se verifique una relación  $Cl^-/OH^-$  menor a 0,6 en el líquido de poros. Esta situación indica que la presencia de iones  $(OH)^-$  actúa como un retardador del proceso.

Los cloruros pueden encontrarse en la masa del hormigón por dos causas:

- 1) porque los contengan las materias primas (aditivos, agua, cemento o agregados)
- 2) porque penetren desde el exterior al estar expuesta la estructura a ambientes marinos, en contacto con aguas y suelos húmedos que los contengan o estar sometida a la acción de sales de deshielo.

El porcentaje de cloruros que incorporan los materiales componentes del hormigón, en particular los agregados y aditivos, es factible de ser limitado hasta valores normalizados, mientras que los que ingresan en el hormigón endurecido, pueden ser controlados solamente actuando sobre las características del hormigón de recubrimiento o empleando alternativas de protección adicionales (membranas, revestimientos, etc.).

En el caso de los cloruros que pudieran ser adicionados durante el amasado del hormigón, los límites varían para diversos países. Las divergencias en las cantidades máximas de cloruros admitidas por los distintos códigos aparecen debido a la inexistencia de un límite único de aplicación general. Ello se produce tanto por las diferencias de características de los cementos (su contenido en álcalis y velocidad de hidratación), como por los distintos tipos de acero utilizados (composición química, rugosidad superficial y estado de conservación), así como por las distintas materias potencialmente suministradoras de los cloruros.

Por ejemplo, en Europa y en muchos países latinoamericanos se admite para hormigón armado, un valor crítico de 0,4% referido al contenido en peso de cemento [CYTED, 1998]. En nuestro país, el contenido máximo de cloruros solubles en el hormigón endurecido, aportados por todos los materiales componentes, incluyendo los aditivos y eventualmente adiciones minerales, debe ser menor que 0,15% o 0,30% en función del ambiente en el que estará emplazada la estructura: con o sin cloruros respectivamente. Para hormigones pretensados, el contenido máximo de iones cloruros se reduce a 0,06%.

En relación a este límite máximo de cloruros es importante mencionar que parte de ellos se puede combinar con las fases alumínicas y ferríticas de los cementos para formar complejos de cloroaluminatos que se fijan como compuestos insolubles. Sólo son peligrosos los que quedan sin combinar o "libres". La proporción entre libres y combinados tampoco es constante, al estar influida por la finura del cemento, su contenido en yeso, la temperatura durante el fraguado y la humedad de los poros del hormigón [CYTED, 1998].

Un caso particular es el empleo de las arenas de playa o médanos, de uso habitual en la costa atlántica bonaerense, hecho que se encuentra muy limitado en otros países. Estas arenas presentan contenidos variables de cloruros que dependen fundamentalmente del lugar de extracción, pero pueden ser eliminados o disminuidos mediante lavado, técnica que se ha empleado en algunas de las obras ejecutadas en la costa bonaerense

En los aditivos, el contenido de cloruros se encuentra fuertemente limitado. En la Argentina, en el año 1963, se prohibió el uso del cloruro de calcio como aditivo acelerador de fraguado en hormigones pretensados o armados, y para el hormigón simple, se limitó al 1,5% en peso de cemento. El Código Británico para el Empleo de Hormigón Estructural, recién en 1977, reconoció las consecuencias de su incorporación.

En cuanto a los cloruros que penetran desde el exterior es necesario diferenciar el caso de ambientes marinos, de aquellos donde se hace uso de las sales de deshielo, ya que sus proporciones relativas en el exterior del hormigón pueden ser muy diferentes. Así, mientras el agua o ambiente marino contiene una cierta proporción constante de cloruros, en el caso de las sales de deshielo, su contenido exterior será proporcional a la cantidad de sales que se emplean al año, debido a la frecuencia y duración de las heladas.

Un aspecto a tener en cuenta en el caso de los hormigones en contacto con atmósferas, aguas y/o suelos contaminados con cloruros, es el ingreso de los mismos a través de diferentes fenómenos de transporte.

En el proceso de difusión, los cloruros se trasladan a través de los poros capilares del hormigón húmedo, con movimientos aleatorios propios en el sentido de las concentraciones decrecientes. Los iones cloruros que se difunden en el hormigón endurecido permanecen no combinados, a diferencia de los presentes en el mezclado que tienden a incorporarse a los productos de hidratación. Sin embargo, algún porcentaje pequeño de los cloruros que ingresan al hormigón endurecido, pueden fijarse, ya que el hidróxido de calcio tiene capacidad química y física para que ello ocurra, existiendo un equilibrio entre los fijados y los libres.

De manera similar al proceso de carbonatación, el cálculo riguroso de la profundidad de ingreso de los cloruros es complejo, debido a la variedad de parámetros que influyen (porosidad del hormigón, tipo de cemento, nivel de contaminación exterior, contenido en humedad del hormigón, etc.). Una de las expresiones matemáticas que más se emplea para efectuar la predicción de la velocidad de penetración, o para ser ajustada a los perfiles de concentración de cloruros encontrados en las estructuras reales, es la solución de la segunda ley de Fick:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = -D \frac{\partial^2 C}{\partial x^2}$$

que se conoce como la "ecuación de la función de error":

$$C_x = C_s \left( 1 - \operatorname{erf} \frac{X_{Cl}}{2 \sqrt{D_{ap} t}} \right)$$

Donde  $C_x$  es la concentración de cloruros a una distancia  $x$ ,  $C_s$  la concentración superficial de cloruros,  $X_{Cl}$  la profundidad alcanzada por los cloruros,  $D_{ap}$  el coeficiente aparente de difusión de cloruros,  $t$  el tiempo transcurrido y  $\operatorname{erf}$  es la función error de Gauss.

Con fines prácticos, incluyendo el caso de las sales de deshielo, para estimar la velocidad de avance de los cloruros se puede utilizar la ley de la raíz cuadrada, ya que engloba de forma aproximada todos los mecanismos posibles.

$$x_{Cl^-} = k_{Cl^-} \cdot \sqrt{t}$$

Donde  $X_{Cl^-}$  es la profundidad alcanzada por una cierta proporción de cloruros,  $k_{Cl^-}$  es una constante que depende de las características del hormigón y del ambiente, y  $t$  es el tiempo de exposición.

Así es necesario una  $k_{Cl^-}$  entre 3 y 4 mm/año<sup>0,5</sup>, si se quiere asegurar que los cloruros no lleguen a más de 3-4 cm de profundidad entre 50-75 años.

La tendencia a futuro será delimitar una proporción de cloruros que supongan un riesgo estadístico de corrosión de la armadura, en lugar de fijar un valor único para este límite.

### 2.2.3 Factores biológicos

Dentro de los microorganismos capaces de degradar al hormigón se puede mencionar a las algas, las bacterias, los hongos, los musgos y los líquenes (simbiosis entre un hongo y un alga). Las especies de líquenes más frecuentes que se han encontrado colonizando obras de hormigón son: *Caloplaca citrina* y *Lecanora albescens* [Traversa y Rosato, 1998] [Traversa et al., 2000]. Las colonias de líquenes necesitan un ambiente con valores de pH por debajo de 10 para su desarrollo y crecimiento, es por ello que las superficies de hormigón que se encuentran carbonatadas y han perdido su alcalinidad original, favorecen su colonización. En estructuras jóvenes no se da la colonización de líquenes hasta tanto no se inicie el proceso de carbonatación de sus superficies.

Los agentes biológicos pueden afectar la estética de una estructura, modificando su superficie sin afectar las propiedades del material. Este tipo de deterioro no significa un riesgo estructural, pero puede devaluar edificios o monumentos que forman parte del patrimonio arquitectónico de una región, y que aportan un valor económico como atractivo turístico. El otro tipo de daño que pueden producir es un deterioro químico y/o físico que sí daña la

estructura interna del hormigón. Las diversas especies que colonizan las superficies de morteros producen dos tipos de mecanismos de degradación: uno físico y otro químico.

En el primer caso, cuando se producen ciclos de humedecimiento y secado, las hifas, filamentos del hongo que penetran en el sustrato, se dilatan y contraen ya que pueden absorber agua hasta 35 veces su peso seco. Por lo tanto, ejercen una acción destructiva de tipo mecánica debido a las tensiones de tracción generadas en el hormigón, que pueden llegar a fisurarlo y desprenderlo en pequeñas láminas. Debido a que los líquenes necesitan luz para fotosintetizar, esta penetración en el sustrato cementíceo no es más que de 1 ó 2 mm, por lo que no representa un riesgo para la seguridad estructural. La técnica de microscopía electrónica de barrido (SEM) permite observar este fenómeno [Ribas Silva y Pinheiro, 2005].

En segundo caso, los agentes biológicos secretan ácido oxálico como producto del metabolismo secundario, calificado como moderadamente fuerte por sus características de agresividad. El ataque ácido de protón  $H^+$  acelera la lixiviación del  $Ca(OH)_2$  y cuando la concentración es elevada también ataca a los silicatos de calcio hidratados, formando un gel de sílice que no tiene resistencia. El ácido oxálico se combina con el calcio formando un compuesto insoluble al agua: el oxalato de calcio. La disminución del contenido de calcio del sustrato produce la pérdida de cohesión en el mortero superficial, quedando los granos de arena sin pasta cementícea que los recubra y aglutine [Traversa et al., 2005].

Mediante el análisis por espectroscopía de electrones dispersados (EDS) sobre morteros cementíceos atacados por estos agentes biológicos, se puede comprobar la disminución del contenido de calcio y el aumento en el contenido porcentual de sílice. Esto se debe en parte, a la secreción de ácido oxálico por parte de los líquenes, que se combina con los compuestos hidratados de calcio de los morteros cementíceos para dar oxalato de calcio, lo que a su vez genera la desagregación de las capas superficiales del mortero, el cual queda constituido casi exclusivamente por los granos de sílice de la arena utilizada [Traversa et al., 2000].

La superficie del mortero atacado pierde cohesión y queda erosionada, pero la película de oxalato de calcio taponan los capilares reduciendo la capacidad de succión e impermeabilizando la capa externa del hormigón, por lo que aparentemente, el proceso químico no debería continuar, siendo la degradación del mortero cementíceo exclusivamente de índole superficial.

Pero los futuros ciclos de secado y mojado debido al agua de lluvia, originan desprendimientos de los líquenes, arrastrando parte de la pátina de oxalato de calcio y del gel rico en sílice que se ha formado. Así se inicia nuevamente el proceso de degradación química del mortero que ha quedado expuesto al recolonizarse la nueva superficie.

Es por ello que si se decidiera eliminar los organismos colonizantes, se debe tener precaución en elegir el método de limpieza. La técnica más frecuente, el hidrolavado, puede originar desprendimientos significativos de la capa externa que se encuentra alterada por falta de cohesión entre los granos de arena, dejando la superficie con un aspecto erosionado [Rosato, 2005].

#### **2.2.4 Factores mecánicos**

Dentro de los factores mecánicos capaces de deteriorar al hormigón, se pueden incluir los daños accidentales y los extraordinarios. Los primeros son acciones exteriores eventuales, generalmente de carácter natural, de corta duración y mínima probabilidad de ocurrencia, como por ejemplo, un sismo, un incendio, una inundación, un empuje de tierra, un descenso de apoyos, el efecto de las raíces de los árboles. Los segundos, son causas extraordinarias de difícil predicción, como por ejemplo, una explosión, el impacto de vehículos o el impacto de proyectiles.

### **2.3 FALLAS DE LAS ESTRUCTURAS**

Para que una estructura mantenga buenas condiciones de servicio durante el ciclo de vida para el cual fue proyectada, resulta fundamental un minucioso estudio durante la etapa de diseño, un estricto control sobre procesos constructivos y materiales utilizados en la etapa de ejecución y un adecuado mantenimiento durante toda su vida útil.

En todo proceso constructivo intervienen: el comitente, quien debe definir correctamente lo que necesita, los profesionales que proyectan, calculan y dirigen la obra, los contratistas que construyen y por último, el usuario que es responsable del correcto uso de la obra y del

mantenimiento adecuado durante su vida útil. Cada uno de ellos, por acción u omisión, pueden generar errores o fallas y consecuentemente, afectar la durabilidad de la obra.

La regla de los cinco o de Sitter permite tener una idea del costo que tiene subsanar un error en cada etapa de una obra, considerando el grado de avance de la patología:

“1 dólar gastado en la fase de proyecto y construcción equivale a 5 dólares en la fase de iniciación de la degradación, a 25 dólares en la fase de propagación de la degradación y a 125 dólares en la fase de degradación generalizada”.

Otra regla similar expresa que si un error se descubre en la etapa de proyecto, cuesta remediarlo entre 1 y 10 dólares, si se lo encuentra durante la etapa de construcción, el costo varía entre 10 y 100 dólares, mientras que si lo detecta el usuario, una vez que la obra fue entregada, el costo de reparación asciende a un valor que varía entre 100 y 1000 dólares.

### **2.3.1 Fallas en la etapa de proyecto**

Se debe especificar correctamente el uso que se hará de la estructura a diseñar, definir las cargas de servicio, estados de sollicitación, tipo de ambiente y condiciones de agresividad a las que estará expuesta y materiales a utilizar. Pequeños detalles, que en este período no encarecen sensiblemente la obra, pueden generar importantes reducciones en la vida de servicio y gastos de reparación no previstos.

En relación a la tipología estructural, se deben evitar formas complicadas, los diseños simples y robustos suelen ser los más durables. Si se adopta un esquema hiperestático aparecerán tensiones externas que de no haber sido consideradas en el cálculo original, generarán fisuras que afectarán la durabilidad de la estructura. Por el contrario, las estructuras isostáticas poseen una mayor capacidad de asimilación ante acciones no previstas (por ejemplo: acciones térmicas y asentamientos diferenciales).

Es muy importante la disposición de los apoyos para que sean compatibles con las deformaciones frente a fenómenos como variaciones de temperatura, retracción y fluencia. Para controlar la aparición de fisuras es importante realizar un adecuado diseño de juntas, teniendo como principal premisa asegurar la estanqueidad de la estructura. Una de las

patologías más frecuentes en pavimentos es la aparición de fisuras por mal diseño, defectuosa realización o falta de mantenimiento periódico de juntas, tanto las de contracción como las de dilatación. Hay que evitar el estancamiento y asegurar una correcta evacuación del agua proveniente de lluvias o deshielos mediante adecuados drenajes en tableros de puentes. Se deben adoptar recubrimientos de armadura suficientes para evitar procesos corrosivos a temprana edad.

En esta etapa de proyecto se tiene el mayor control de la situación, por lo cual es fundamental que se conozcan los mecanismos de deterioro más frecuentes a que puede estar sometida la estructura durante su vida en servicio, para adoptar los recaudos de diseño y establecer las especificaciones adecuadas.

### **2.3.2 Fallas en la etapa de ejecución**

Algunos autores sostienen que los errores o fallas cometidos en esta etapa de ejecución, son los responsables de los mayores problemas de durabilidad. El 51% de las fallas en estructuras de hormigón se producen en la etapa de ejecución [Calavera, 2005]. De nada sirve, entonces, que el proyecto y los materiales elegidos sean los adecuados si en el momento de materializarse en la obra no se toman las correspondientes precauciones.

Por ejemplo, para respetar los recubrimientos de armaduras proyectados se debe asegurar la correcta ubicación de las barras y la rigidez e indeformabilidad de los encofrados. En cuanto al hormigón se debe verificar la calidad especificada mediante ensayos de control, tanto en el estado fresco como en el estado endurecido. Se debe evitar interrumpir el proceso de colado en zonas críticas y hormigonar cuando exista la posibilidad de heladas. Se debe colar y compactar el hormigón de manera tal de no generar segregación y asegurar un buen curado, manteniendo un ambiente húmedo durante el proceso de fraguado. Cuando las prácticas de protección y curado resultan deficientes y las condiciones ambientales son muy adversas, se generan fisuras de retracción plástica en la superficie expuesta del hormigón.

### **2.3.3 Fallas en la etapa de uso y mantenimiento**

Se incluye en este punto las modificaciones en la agresividad del ambiente o las sobrecargas no evaluadas en el proyecto original, como puede suceder en un cambio de destino, en el que las condiciones de uso serán diferentes a las previstas en la etapa de diseño.

El mantenimiento comprende una inspección periódica de la estructura, detectar fallas, establecer las posibles causas y llevar a cabo los trabajos de reparación necesarios. Esta tarea es de importancia para asegurar la vida útil prevista en su proyecto original. El grado de rigurosidad en las tareas de mantenimiento para una determinada estructura, será función de la durabilidad deseada y fundamentalmente, de la severidad del ambiente en que está emplazada.

Hay dos tipos de mantenimiento: el correctivo, que se lleva a cabo cuando la funcionalidad de una estructura cae por debajo de cierto estándar aceptable y es necesario una reparación; y el preventivo, en el que se interviene antes de que se produzca una falla. Lamentablemente, ésta última es poco frecuente y por lo regular, sólo se efectúa una inspección cuando existe una razón para sospechar que pudo haber ocurrido algún daño.

La ausencia de estas tareas fundamentales durante la vida en servicio de las estructuras puede generar fallas, como por ejemplo la falta de mantenimiento en juntas de dilatación permite la acumulación de material granular que no cumple las funciones del material bituminoso original. Ante gradientes térmicos importantes aparecen deformaciones en las losas que, con movimientos restringidos, generarán forzosamente fisuras, grietas y hasta levantamientos de paños contiguos en el pavimento. Juntas con sellado deficiente permiten el ingreso de agua hacia la base y al paso de cargas pesadas sobre el pavimento se genera el bombeo del material fino hacia la superficie. Se produce un cambio de estado de tensiones en el hormigón (efecto viga) por falta de apoyo y aparecen las consecuentes fisuras. No basta diseñar un hormigón resistente y durable, sino también es necesario implementar un mantenimiento sistemático y preventivo para evitar el desarrollo de un deterioro sustancial.

Hace algunos años, el punto de vista sostenido por muchos fabricantes de cemento, era que el hormigón no necesitaba mantenimiento, a diferencia del acero, el cual tenía que ser pintado frecuentemente. Incluso en 1969, el Código Británico de la Práctica CP 114 declaraba: “No es necesario mantenimiento estructural para el hormigón denso construido de acuerdo con

este código”. Ahora se sabe que esto no es cierto, tanto el mantenimiento correctivo como el preventivo son esenciales [Neville, 2001].

#### **2.3.4 Fallas debido a los materiales**

Se incluye en este punto la elección de materiales inadecuados (utilización de agregados reactivos, presencia de polvo en los agregados, etc.), una inadecuada dosificación del hormigón, durabilidad por ataques físicos, químicos o biológicos, utilización de agregados reactivos, presencia de polvo en los agregados, corrosión de armaduras, etc.

Los daños producidos por defectos en agregados, agua, cementos y aditivos son relativamente bajos en número, pero habitualmente de consecuencias graves y de reparación costosa [Calavera, 2005]. En algunos casos, la falla es debida a la mala calidad del material, pero también puede presentarse el caso de materiales correctos, pero seleccionados erróneamente para un empleo inadecuado.

#### **2.3.5 Fallas por accidentes o desastres naturales**

Se incluye en este punto las acciones naturales o siniestros imprevistos, como por ejemplo terremotos, inundaciones, derrumbes, incendios, explosiones, etc.

## **CAPÍTULO 3**

### **CARACTERIZACIÓN DE CLIMA Y AMBIENTES**

#### **3.1 CLIMA**

Cuando se estudia la durabilidad de una estructura de hormigón armado para asegurar su vida útil, se requiere conocer, evaluar y clasificar el grado de agresividad del ambiente en que está emplazada.

Los factores climáticos como precipitaciones, temperatura, dirección e intensidad de vientos, tienen una influencia decisiva en el desarrollo de procesos de degradación en el hormigón. Por ejemplo, la agresividad del ambiente varía con la temperatura y con el esquema de vientos que modifican la presencia y contenidos de contaminantes. El coeficiente de difusión de cloruros en un hormigón varía según las características de su entorno. La velocidad de una reacción deletérea puede duplicarse por cada 10°C que se incremente la temperatura ambiente. La humedad relativa influye en un proceso corrosivo: en ámbitos secos, un aumento de la temperatura hace disminuir el electrolito y se dificulta el proceso de corrosión mientras que en ambientes húmedos, prevalece el efecto acelerante. Para que la reacción álcali-sílice se desarrolle y produzca efectos deletéreos en el hormigón es necesaria la presencia de un determinado nivel de humedad. En conclusión, el ambiente donde está emplazada una estructura, condiciona su comportamiento en servicio.

Todos los procesos de degradación en el hormigón están íntimamente relacionados a las características del medioambiente, por lo tanto es fundamental considerar el clima de la zona en la que se encuentran emplazadas las obras estudiadas.

La Climatología estudia el orden de magnitud de los procesos atmosféricos mediante diferentes niveles de resolución. Según la escala de trabajo, que depende de la topografía del lugar y de la extensión del espacio considerado, algunos autores [Pédelaborde, 1970] [Schneider, 1996] clasifican cuatro tipos de clima: macroclima, mesoclima, clima local y microclima. El macroclima o clima zonal representa el campo de las grandes áreas

geográficas, donde la circulación planetaria es dominante. El mesoclima o clima regional está determinado por factores geográficos y tiene dimensiones variables entre 200 y 2000 km. En el clima local predominan las condiciones de sitio, sean éstas derivadas del ambiente natural o producidas por la actividad del hombre. Por último, los microclimas son unidades de menor resolución espacial y de acentuado confinamiento, están condicionados por los factores del entorno inmediato (entre 1 cm y 1000 m) antes que por factores locales o regionales.

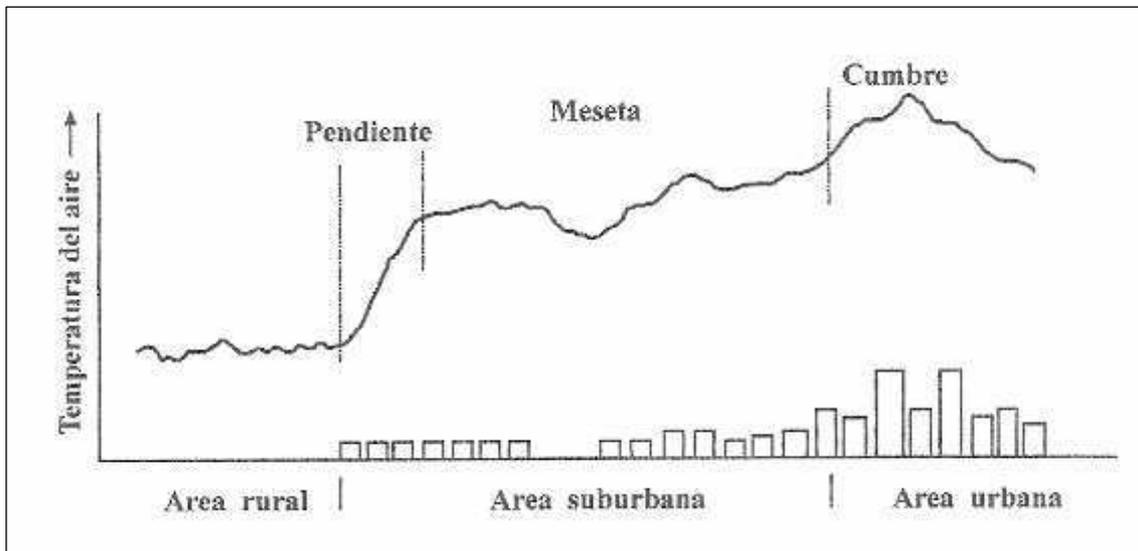
En el caso de una estructura de hormigón, los principales parámetros microclimáticos son las condiciones ambientales que la rodean, como la temperatura del aire, asoleamiento, humedad relativa, presencia de agua en contacto directo con la superficie del hormigón, velocidad del viento.

El microclima al cual estén expuestas las diferentes partes de una estructura, condicionará los posibles procesos de deterioro a desarrollarse. Por ejemplo, la temperatura acelera las reacciones químicas deletéreas, varios de los procesos expansivos dependen de ciertos porcentajes de humedad, la presencia de agua en poros es necesaria para el transporte de iones agresivos hacia el interior del hormigón y puede ser un obstáculo para el flujo de gases [Nilsson, 1996]. La velocidad de carbonatación del hormigón de recubrimiento, puede variar de una parte de la estructura a otra (si una zona de la estructura está protegida permanentemente, la velocidad de penetración será considerablemente mayor que otras partes expuestas a la lluvia) [Garcés Terradillos et al., 2008].

Otro tipo particular de clima local, es el clima urbano, que constituye el reflejo de la totalidad de cambios microclimáticos surgidos por la alteración del hombre sobre la superficie urbana. Presenta diferencias importantes con el clima imperante en el área rural subyacente. La modificación más significativa del clima por efecto de la urbanización, es la aparición de temperaturas más elevadas en la parte central de las ciudades, dando lugar a un núcleo más cálido denominado “isla de calor”, que decrece hacia la periferia. Las ciudades son fuente permanente de calor debido a las actividades industriales y comerciales de sus habitantes, a los sistemas de calefacción utilizados y al uso de vehículos automotores. Durante el día los materiales rígidos absorben y almacenan el flujo de calor, mientras que a últimas horas de la tarde y por la noche liberan el calor dando lugar así, a una fuente adicional de energía que se incorpora a la atmósfera. La energía solar, que en el ambiente rural es empleada en la mañana para evaporar el rocío y derretir la helada, es absorbida en las ciudades en forma directa por

los edificios. De allí que la humedad relativa dentro del área urbana, es siempre menor que la registrada en la periferia rural. Las islas de calor también producen células convectivas que pueden estar asociadas a patrones de difusión de contaminantes y a un incremento en las precipitaciones dentro de la ciudad [Capelli et al., 2005].

La figura 3.1 muestra el perfil de la variación de temperatura que se genera a lo largo de una ciudad [Oke, 1978]. Se diferencia una “cumbre” que corresponde a la mayor altura y densidad edilicia (mayor intensidad en la isla de calor). Se registra una “meseta” que coincide con viviendas más bajas, típicas de áreas suburbanas. Finalmente, una marcada “pendiente” de valores deja paso a la zona rural, donde las temperaturas son netamente menores.



**Figura 3.1:** Perfil de temperatura sobre zona urbana

La intensidad de la isla de calor ( $\Delta T_{u-r}$ ) guarda relación lineal con el tamaño de la ciudad que es definido por el número de habitantes [Oke, 1992].

$$\Delta T_{u-r} = 2,01 \log P - 4,06$$

Donde:  $\Delta T_{u-r}$  : diferencia de temperatura entre la ciudad y el área urbana

P : número de habitantes de la ciudad

El área que se evalúa en el presente trabajo corresponde a la ciudad de Bahía Blanca y su zona de influencia que está comprendida en una región de climas templados, con estaciones térmicas bien diferenciadas. Se encuentran tres ambientes claramente definidos: el urbano,

generado por la misma ciudad; el rural, adyacente al anterior y el costero, próximo al estuario de Bahía Blanca.

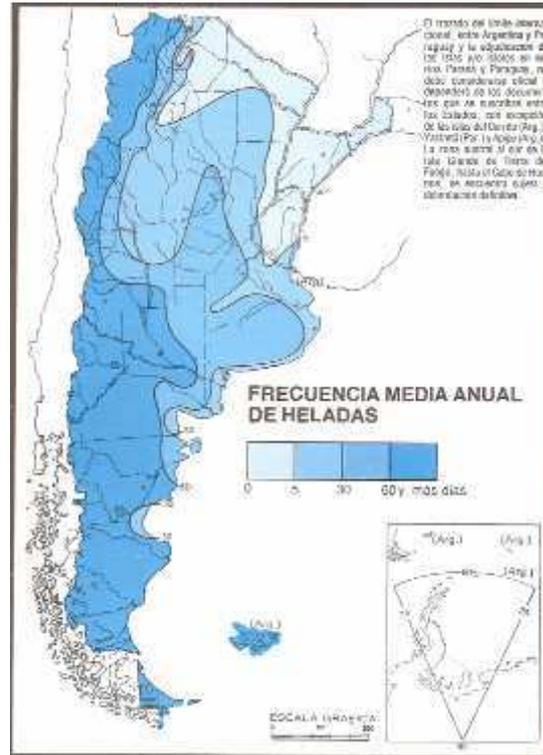
### **Bahía Blanca**

La ciudad de Bahía Blanca está ubicada al SE de la Provincia de Buenos Aires (República Argentina) sobre la costa del Océano Atlántico, a 38° 44' de latitud sur y 62° 16' de longitud oeste. Teniendo en cuenta la clasificación climática de Thornthwaite, el clima es subhúmedo seco, con nulo o pequeño exceso de agua. Según la clasificación climática de Köpen, Bahía Blanca quedaría comprendida dentro del tipo climático BS, semiárido [Burgos y Vidal, 1951].

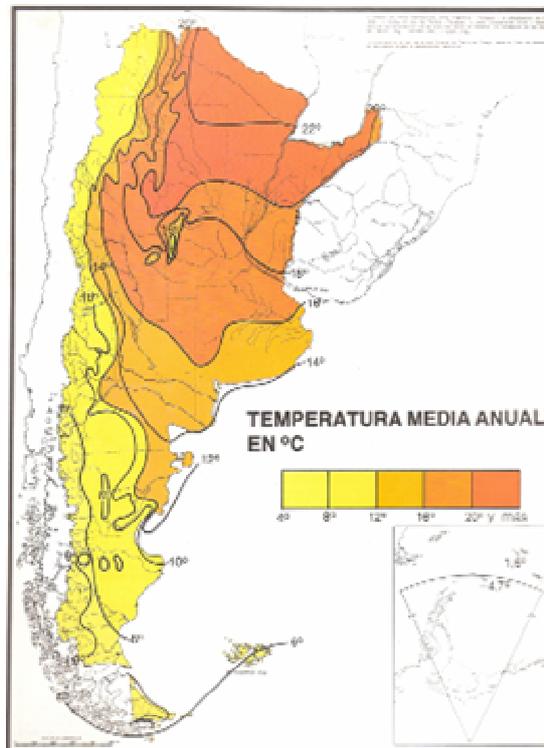
Durante la estación cálida son frecuentes los registros de temperatura que llegan a valores extremos y superan los 40 °C (el 21 de enero de 1980 se registró una máxima absoluta de 43.8 °C), en tanto que los inviernos suelen presentar marcadas olas de frío (en julio de 1988 se registraron valores de temperatura por debajo del nivel de congelación durante 13 días consecutivos, con una mínima absoluta de -11.8 °C el día 4 de julio). El promedio anual de días con heladas es de 35 (Figura 3.2). Junio, julio y agosto son los meses con mayor frecuencia, aunque las heladas otoñales y primaverales son las que manifiestan un mayor índice de peligrosidad. La temperatura media anual (Figura 3.3) varía entre 14° C y 20° C [Campo et al., 2004]. En la figura 3.4 se muestra el diagrama de isotermas del área estudiada.

La humedad relativa anual es del 62 %. Los porcentajes más altos de humedad, corresponden a los meses que registran bajas temperaturas (Figura 3.5), mientras que los porcentajes de humedad relativa más bajos, se registran en los meses de enero y febrero (48,5 %) [Bonorino, 1988].

En cuanto a las precipitaciones, el régimen presenta máximos en primavera y otoño y mínimos en invierno. La precipitación media anual (Figura 3.6) en la ciudad de Bahía Blanca fue de 712 mm, 613 mm y 685 mm para los períodos 1971-1980, 1981-1990 [SMN, 1992] y 1991-2000, respectivamente [SMN, 2001]. En la figura 3.7 se aprecia el diagrama de isohietas con más detalle.



**Figura 3.2:** Frecuencia media anual de heladas [Atlástotal de la Rep. Argentina, 1981(a)]



**Figura 3.3:** Temperatura media anual [Atlástotal de la Rep. Argentina, 1981(b)]

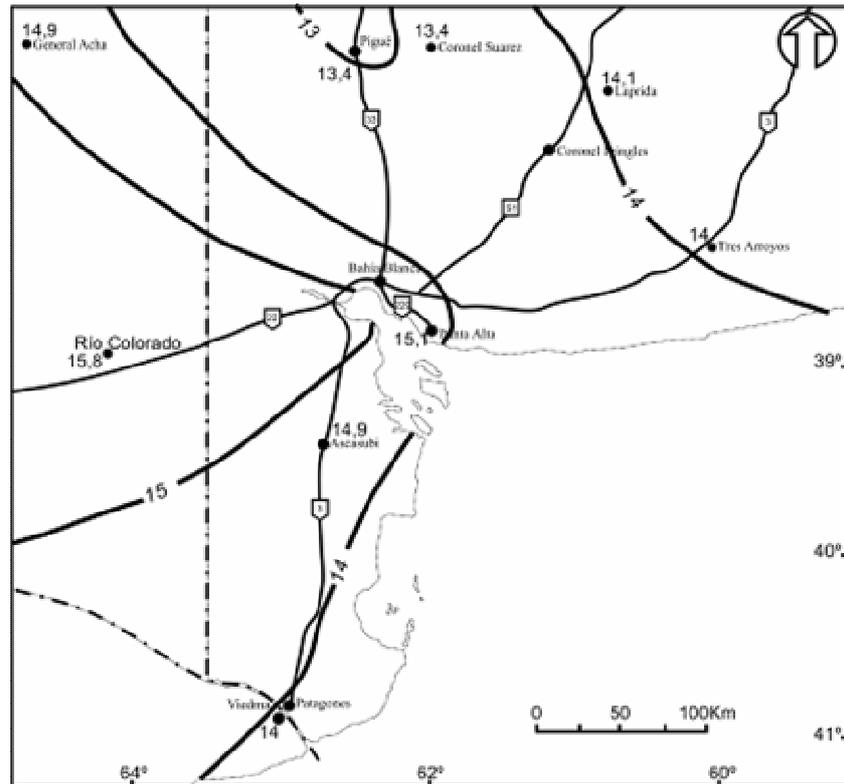


Figura 3.4: Mapa de isotermas [Campo et al., 2004]

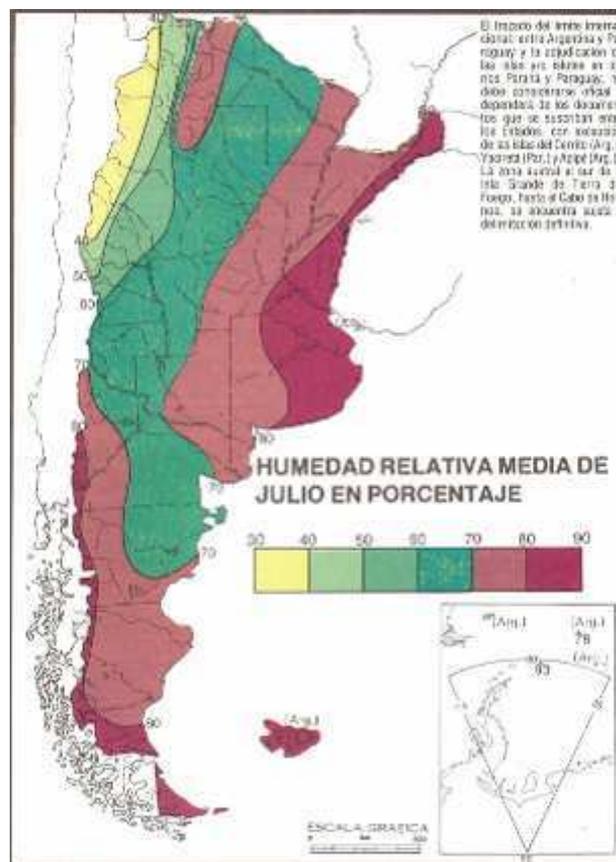
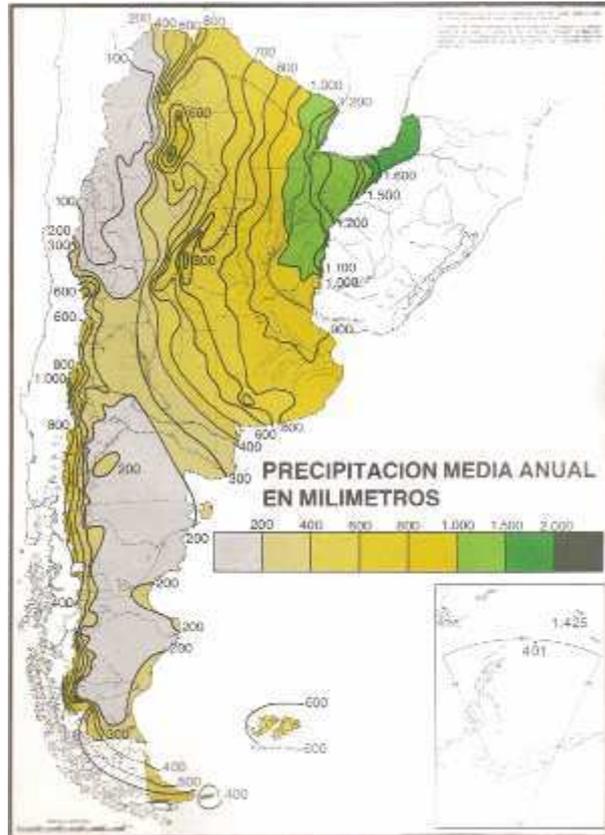
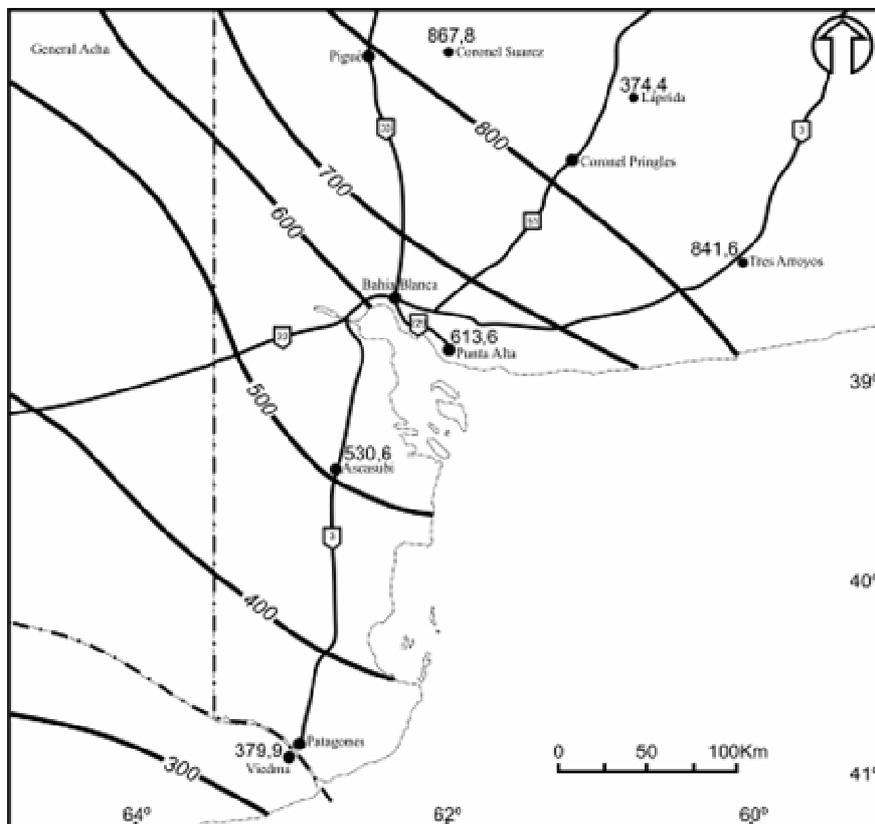


Figura 3.5: Humedad relativa media de julio [Atlas total de la Rep. Argentina, 1981(c)]

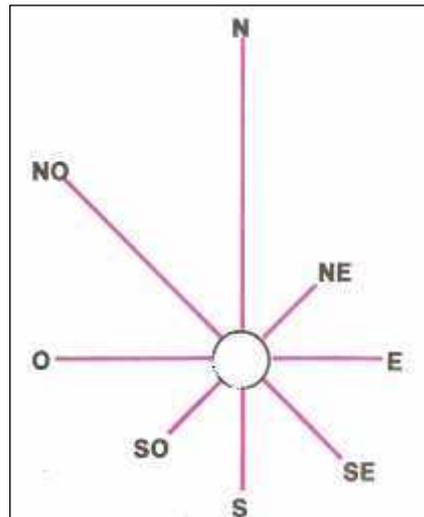


**Figura 3.6:** Precipitación media anual [Atlástotal de la Rep. Argentina, 1981(d)]



**Figura 3.7:** Mapa de isohietas [Campo et al., 2004]

Los vientos predominantes son del cuadrante norte y noroeste para las cuatro estaciones del año (Figura 3.8), con velocidad media anual de 23 km/h. Los valores máximos registrados corresponden al cuadrante sur y suroeste con velocidades superiores a 120 km/h [SMN, 2001]. La circulación atmosférica regional imprime a Bahía Blanca, pese a su localización costera, características continentales. Este hecho se manifiesta por la fuerte oscilación térmica anual (16 °C) y por la dominancia anual de vientos.

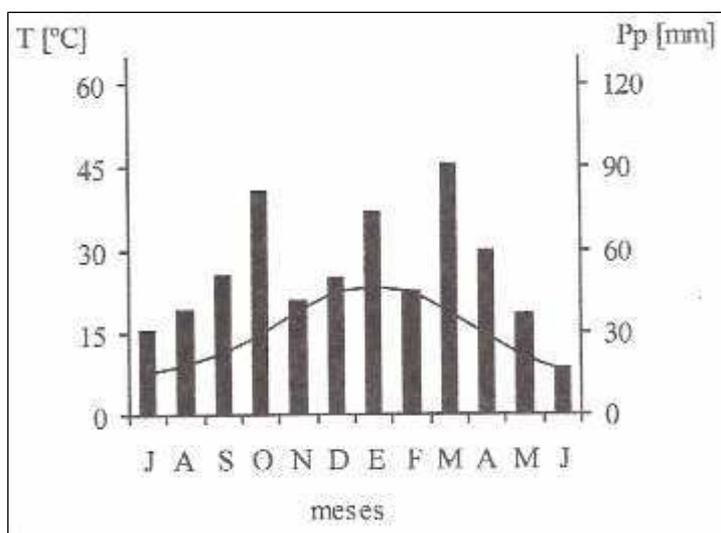


**Figura 3.8:** Rosa de los vientos de Bahía Blanca [Atlástotal de la Rep. Argentina, 1981(d)]

Los vientos contribuyen a agravar las condiciones de semiaridez de la zona al aumentar la evapotranspiración (muy intensa: de 800 a 850 mm anuales) y facilitar el desarrollo de procesos erosivos, testimoniados por las formaciones medanosas que abundan en áreas cercanas.

Durante el verano predominan los vientos cálidos del norte y noroeste, que recalientan el "pozo" donde se localiza la ciudad. Periódicamente, el Pampero concurre con sus ráfagas frías, secas y violentas del suroeste, levantando densas capas de polvo y provocando el descenso de la temperatura. Las brisas marinas, producidas por el calentamiento diurno y el enfriamiento nocturno que facilitan el intercambio de aire del mar a la costa durante el día y en sentido inverso durante la noche, hacen sentir en el transcurso del verano su acción refrigerante sobre el área contigua de playas: Monte Hermoso y Pehuen C6 [Atlástotal de la República Argentina, 1981(d)]. El viento regional es modificado por la forma y orientación de los edificios que originan la formación de v6rtices y torbellinos en ciertas bocacalles de la ciudad [Capelli et al., 2005].

En la figura 3.9 se presenta el diagrama ombrotérmico para la ciudad de Bahía Blanca donde se observa la distribución media mensual de las temperaturas y precipitaciones.



**Figura 3.9:** Diagrama ombrotérmico de Bahía Blanca (Período 1981-1990)

En la tabla 3.1 se puede apreciar la situación estacional respecto a temperaturas y precipitaciones de la ciudad de Bahía Blanca (Período 1981-1990).

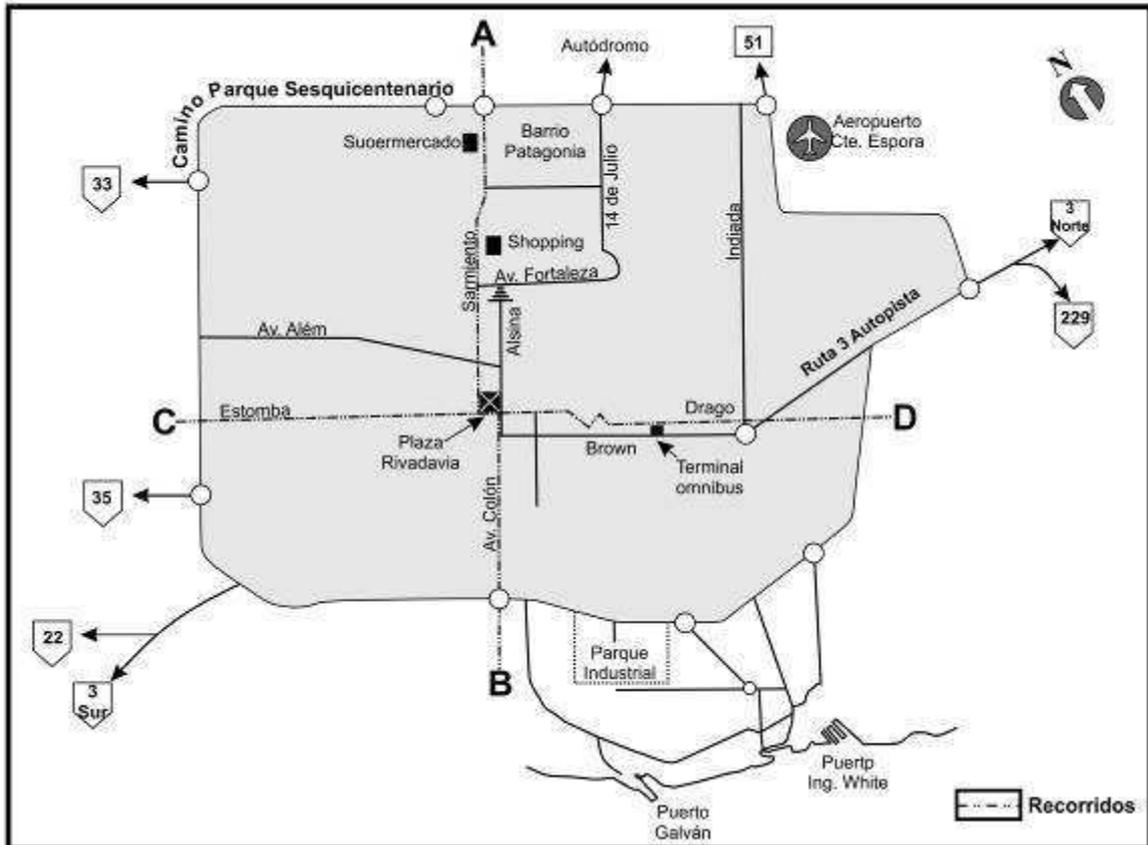
**Tabla 3.1:** Valores medios estacionales y anuales de temperatura y precipitación

	Verano	Otoño	Invierno	Primavera	Anual
T (°C)	22,7	14,6	8,1	14,8	15,1
P (mm)	167,7	187,4	85,6	173,0	613,6

La ciudad de Bahía Blanca presenta un perfil edilicio típico de las aglomeraciones intermedias. Se destaca un área central que rodea la plaza principal, con edificación compacta y en altura, la que disminuye hacia la periferia. En la última década han surgido numerosos barrios residenciales que se van jalonando a lo largo de las nuevas vías de acceso a la ciudad. La distribución de la temperatura dentro de la ciudad no es homogénea [Capelli et al., 2003].

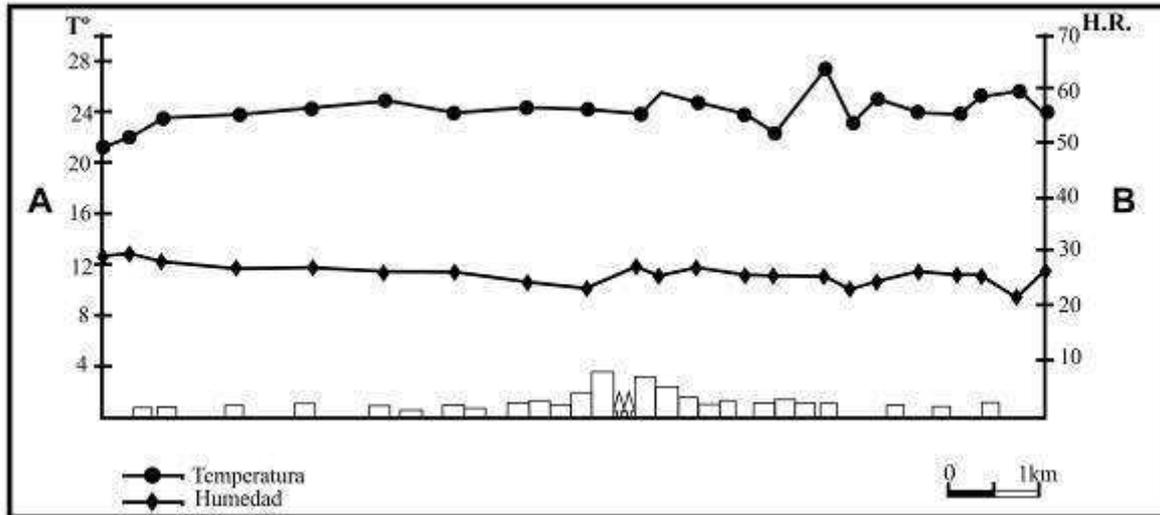
En una campaña de medición realizada en el mes de octubre del año 2002, se obtuvieron patrones de distribución diurna y nocturna de temperatura y humedad relativa en la ciudad de Bahía Blanca [Capelli et al., 2005]. Los datos se obtuvieron mediante estaciones móviles a lo largo de dos transectas: una en sentido Noreste-Suroeste (A-B) y la otra con dirección Noroeste-Sureste (C-D). Ambas atravesaron la zona céntrica de la ciudad y llegaron hasta el

límite del ejido urbano (Figura 3.10). Se contó además, con la información de tres estaciones meteorológicas fijas, que proporcionaron información meteorológica de la zona rural, costera y microcentro urbano. Dos de las estaciones fijas, pertenecen al Departamento de Geografía de la Universidad Nacional del Sur y se hallan localizadas en el microcentro de la ciudad y en Ing. White; la tercera, perteneciente al Servicio Meteorológico Nacional, está emplazada en la Base Aeronaval Comandante Espora.



**Figura 3.10:** Itinerarios de medición, transectas Noreste-Suroeste (A-B) y Noroeste-Sureste (C-D)

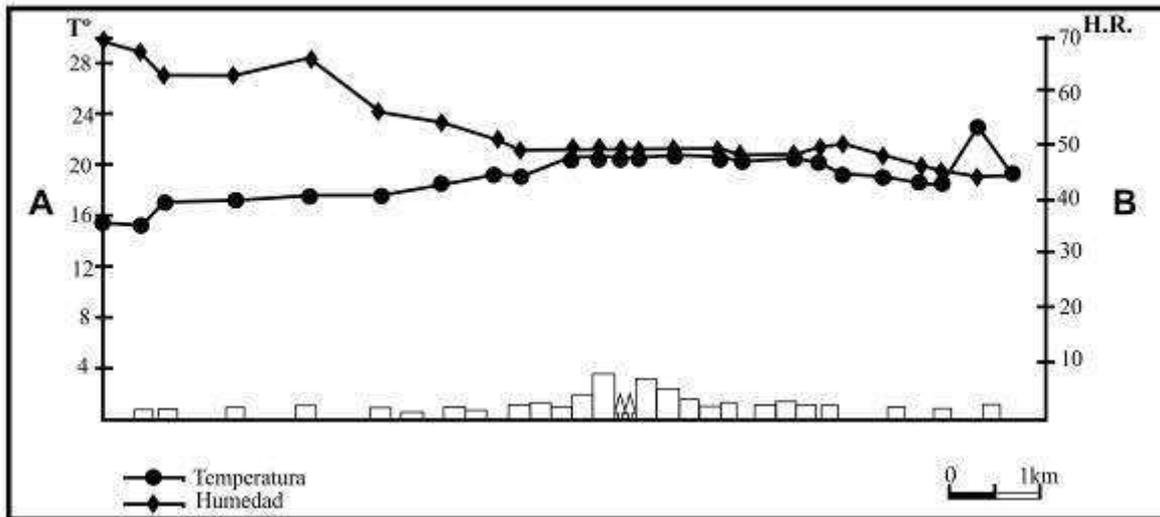
En la figura 3.11 se pueden observar las mediciones diurnas realizadas a lo largo de la transecta Noreste-Suroeste. El esquema de de las mediciones del recorrido Noroeste-Sureste, no presenta diferencias apreciables.



**Figura 3.11:** Mediciones diurnas en la dirección Noreste-Suroeste (A-B)

Los resultados obtenidos en las mediciones diurnas muestran que los valores de temperatura fueron más bajos en la periferia de la ciudad y en áreas con viviendas dispersas y con mayor porcentaje de terrenos libres de edificación. Estos valores fueron ascendiendo en forma rápida a medida que se acerca a la Plaza Rivadavia, núcleo central de la ciudad de mayor densidad edilicia y de intenso tránsito vehicular, en especial de transporte de pasajeros. Hacia el borde opuesto, es decir, Suroeste, las temperaturas descienden o se mantienen estables hasta el límite de la zona urbana. Sin embargo, dentro de esta tendencia se presentan ascensos bruscos de temperatura como ocurre en proximidades del Polo Industrial, contiguo a la costa. Los porcentajes de humedad relativa fueron bajos a lo largo de todo el recorrido ya que oscilaron entre 20% y 30% y su marcha diaria fue acorde a la evolución de la temperatura. Dentro de la planta urbana se registra un leve incremento de la humedad, atribuible al intenso tránsito de vehículos que circulan por arterias principales.

En la Figura 3.12 se pueden observar las mediciones nocturnas realizadas a lo largo de la transecta Noreste-Suroeste. El esquema de de las mediciones del recorrido Noroeste-Sureste, no presenta diferencias apreciables.



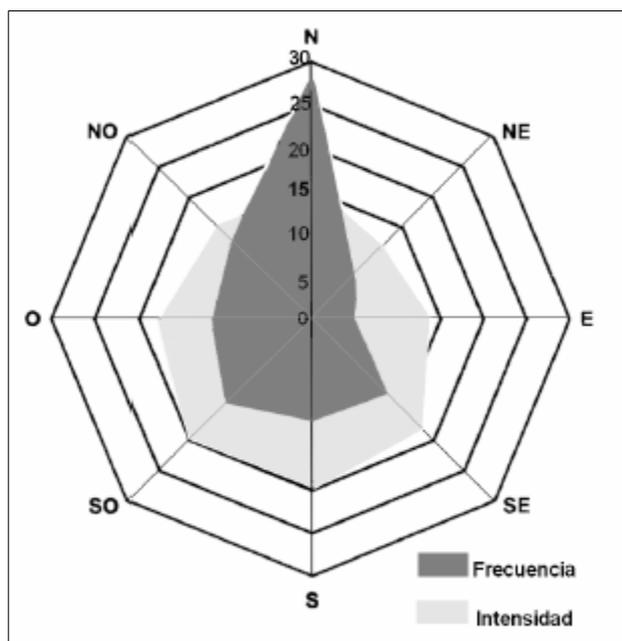
**Figura 3.12:** Mediciones nocturnas en la dirección Noreste-Suroeste (A-B)

El análisis de los valores de temperatura de las mediciones nocturnas, demostró diferencias marcadas en el área periférica de la ciudad. El sector Noreste, que es el más alto de la ciudad y representa el área suburbana residencial, muestra los valores de temperatura más bajos. Luego los valores ascienden según la pendiente típica de la isla de calor hacia el sector central de la ciudad en donde se detectan las temperaturas más altas en cercanías de la Plaza Rivadavia. Durante un trayecto central se mantienen casi uniformes para luego descender en sentido Suroeste, al disminuir la concentración y altura de la edificación. Sin embargo los valores se incrementan en forma puntual en arterias y cruces de calles muy congestionados y ascienden hacia el final de la Avenida Colón en cercanías del basural de la ciudad y del comienzo del Polo Industrial. La humedad relativa mostró variaciones de un 25%, con máximos en la zona alta de la ciudad, coincidentes con los mínimos valores de temperatura.

La ciudad responde en general al modelo teórico ideal [Oke, 1978], en el cual el centro es más cálido que su periferia y zona rural adyacente. La máxima intensidad de la isla calórica ( $\Delta T_{u-r}$ ) nocturna fue de  $5,8^{\circ}\text{C}$ , es decir, superior a la intensidad de la isla diurna que resultó de  $3,8^{\circ}\text{C}$ . Se debe tener en cuenta que las mediciones se efectuaron en la estación de otoño, en que los valores extremos de temperatura diaria no son tan significativos. En experiencias anteriores, realizadas en invierno y verano, se registró una intensidad de la isla de calor de  $6^{\circ}\text{C}$  y  $7^{\circ}\text{C}$ , respectivamente. Estos valores coinciden con el  $\Delta T_{u-r}$  máximo calculado con la ecuación presentada por Oke, en la cual la intensidad máxima de la isla calórica es función de la población ( $\Delta T_{u-r} \text{ máx} = 6,7^{\circ}\text{C}$ ) [Capelli y Píccolo, 1987].

## Monte Hermoso

La ciudad balnearia de Monte Hermoso está situada sobre la costa en el SO de la Provincia de Buenos Aires, a 110 km de la ciudad de Bahía Blanca. Se encuentra en una bahía muy abierta de dirección E-O que se extiende por 32 km entre Punta Sauce y Pehuen-Có. Se ubica en el límite oriental de una zona de transición climática o de convergencia entre las masas de aire tropical y polar, por ese motivo, la región es generalmente ventosa, predomina el flujo del sector norte, con rotación periódica al sudoeste y sur. La zona se caracteriza por la presencia de vientos cuya dirección dominante es del sector N, NO y NE (sector continental). Los que provienen del mar (S, SE y SO) son menos frecuentes, sin embargo son los de mayor intensidad. Menos habituales aún son los de dirección E-O. En la figura 3.13 se observan valores promedio de intensidad y frecuencia de vientos, para el período comprendido entre los años 1996-1999 [Fernández et al., 2003].



**Figura 3.13:** Intensidad y frecuencia de vientos, Monte Hermoso (Promedios 1996-1999)

Se han registrado tormentas de fuerte intensidad en la costa, con la consecuencia de voladuras de techos, caída de árboles y postes de líneas de luz, descalce de cimientos de casas costaneras y obras de infraestructura como el camino costero. Por ejemplo, en febrero del año 2000 se generaron fuertes vientos del sector sur con velocidad promedio de 48 km/h, velocidad máxima promedio de 87 km/h y ráfagas que alcanzaron los 130 km/h. El viento

persistente hacia la costa durante un período de 12 horas, elevó el nivel de las olas entre 4 y 5 metros. En abril del mismo año se generó una circulación de vientos del sur y sudoeste con una velocidad promedio oscilando entre 40 y 50 km/h y con velocidades máximas absolutas que alcanzaron los 80 km/h. Si bien la intensidad de esta última fue menor, los daños producidos fueron mayores debido a la duración de la tormenta que se extendió por 40 horas [Caló et al., 2000].

En el período estival, la temperatura máxima media es de 26°C, se halla entre 4°C y 5°C debajo de las regiones más distantes de la costa, que no son alcanzadas por el viento de origen marino. Las máximas extremas pueden alcanzar los 40°C en días sin brisas y los -6°C en el período invernal.

El régimen de precipitaciones presenta máximos en primavera y otoño, con una media anual de 657 mm. La humedad relativa presenta un promedio anual del 73 %.

### **Ingeniero White**

Se denomina Ingeniero White a la localidad y al puerto de aguas profundas, ubicados a unos 10 km de distancia de la ciudad de Bahía Blanca. La existencia del puerto promovió la radicación de industrias en la zona, conformando uno de los polos petroquímicos más importantes de la Argentina. El parque industrial está emplazado sobre la costa del estuario de Bahía Blanca.

Ingeniero White es adyacente al mar y por lo tanto está expuesto a su efecto moderador en cuanto a clima. Es por ello que, en el promedio anual, las temperaturas son menores que las registradas en Bahía Blanca, con las mayores diferencias durante el período invernal y otoñal.

En la tabla 3.2 se pueden observar los valores medios anuales de temperatura, temperatura máxima, temperatura mínima y humedad relativa de la ciudad de Ing. White, para el período 2005-2010. Los datos fueron suministrados por el servicio de la estación metereológica fija del Departamento de Geografía de la Universidad Nacional del Sur.

En este período, los vientos alcanzaron velocidades promedio inferiores a los 14 km/h. Este valor corresponde al mes de noviembre, que fue el mes más ventoso. Marzo y junio fueron los meses menos ventosos con promedios inferiores a los 10 km/h.

**Tabla 3.2:** Valores medios anuales de temperatura, temperatura máxima, temperatura mínima y humedad relativa de la ciudad de Ing. White (período 2005-2010)

	2005	2006	2007	2008	2009	2010
<b>T media (°C)</b>	13,5	15,9	14,6	16,6	17,3	15,5
<b>T máx. (°C)</b>	34,9	41,1	38,2	38,0	40,1	38,8
<b>T mín. (°C)</b>	-4,0	-6,5	-5,8	-7,2	-5,2	-4,3
<b>HR (%)</b>	62,7	60,3	64,0	66,9	68,1	70,7

### 3.2 AMBIENTES DE EMPLAZAMIENTO

El ambiente en el que se emplazan las estructuras puede ser dividido en cuatro tipos básicos: urbano, rural, marino e industrial. Algunos ambientes deben considerarse mixtos, ya que se superponen las acciones agresivas.

La clasificación de los ambientes se basa generalmente en la presencia y velocidad de deposición del dióxido de azufre (SO<sub>2</sub>), de los iones cloruros (Cl<sup>-</sup>) y del dióxido de carbono (CO<sub>2</sub>). Las magnitudes de las deposiciones del dióxido de azufre clasifican a los ambientes en rurales (10-30 mg/m<sup>2</sup> x día), urbanos (30-100 mg/m<sup>2</sup> x día) e industriales (>100 mg/m<sup>2</sup> x día), mientras que el marino se realiza en función de la velocidad de deposición del cloruro.

En el caso del ambiente marino, la influencia de los vientos y de los obstáculos puede ser significativa. En las proximidades del mar debe esperarse, naturalmente, ambientes marinos pero si el viento dominante es hacia el mar o si la localidad está protegida del viento marino por médanos, sierras u otro tipo de obstáculo, el ambiente puede tener características de rural a pesar de su proximidad al mar. Por otro lado, si el viento predominante es del mar, la zona en que se experimentan las condiciones marinas puede ser muy extensa y marcadamente direccional [Traversa, 2001].

#### 3.2.1 Ambiente urbano

Los ambientes urbanos prácticamente se encuentran libres de contaminantes, con un ligero aumento del contenido de dióxido de carbono ( $\text{CO}_2$ ), originado en la combustión del parque automotor y que promueve los procesos de carbonatación. Es el ambiente que prevalece en áreas densamente pobladas, sin industria significativa y con diferentes grados de contaminación que dependen del desarrollo de la ciudad. Una situación particular se da en ambientes bajo techo o interiores que no están ventilados ya que pueden contener humos, los que en presencia de condensación o de humedad elevada, resultan altamente corrosivos.

En este tipo de ambiente se pueden desencadenar procesos de corrosión por dos causas: carbonatación del hormigón y/o procesos de lixiviación de los compuestos cálcicos. Es de fundamental importancia, no solo la calidad del hormigón de recubrimiento sino también su espesor. Para evitar la lixiviación de los compuestos cálcicos, se necesita además, un buen diseño de los drenajes para facilitar la rápida evacuación del agua de lluvia e impedir su circulación por la superficie del hormigón.

En algunos casos excepcionales se pueden generar problemas de corrosión por la presencia de iones cloruros, si bien este agresivo no es característico del ambiente urbano. Por ejemplo, se observó la existencia de graves problemas de corrosión en las columnas del subsuelo de un edificio, ubicado en una localidad de la Provincia de Buenos Aires. La elevación del nivel freático, contaminado con altos porcentajes de cloruros, permitió que éstos penetraran en el hormigón endurecido por absorción capilar [Traversa y Di Maio, 1997].

### **3.2.2 Ambiente rural**

Un ambiente rural no contiene contaminantes químicos agresivos al hormigón armado. Esta situación se puede considerar en aquellas zonas en las que, dentro de un radio de 5 km, no existan fábricas, industrias pesadas, grandes zonas urbanas y no estén próximas al litoral marítimo. Tendría que ser, en el corto plazo, la menos afectada por procesos corrosivos.

Sin embargo, relevamientos de puentes carreteros efectuados en ambientes rurales con clima templado, muestran la existencia de estructuras con grados incipientes de corrosión. En este caso, se verificó el empleo de espesores de recubrimiento de escasa magnitud. En otros casos, se detectó la existencia de diseños estructurales inadecuados que no permiten el drenaje rápido de las aguas de lluvia, lo que favorece el desarrollo de procesos corrosivos. En algunas

estructuras, se encontraron problemas vinculados con procesos de lixiviación [Traversa et al., 1999(a)].

### 3.2.3 Ambiente marino

Este ambiente está caracterizado, fundamentalmente, por la presencia de iones cloruros (Cl<sup>-</sup>) y desde el punto de vista de la durabilidad del hormigón armado o pretensado, debe ser considerado como severo.

Un ambiente marino se encuentra cargado de partículas finas de sales, las que transportadas por el viento, se depositan sobre las superficies expuestas de las estructuras, penetran en el hormigón, atacan los productos de hidratación del cemento portland y aceleran la velocidad de corrosión de las armaduras de refuerzo. La magnitud de la contaminación salina decrece rápidamente con la distancia medida desde el mar, y se ve sensiblemente afectada por la dirección y magnitud de los vientos y los posibles obstáculos que se interpongan en su camino (se considera como ambiente marino hasta unos 10 km de la costa, dependiendo fundamentalmente, de la dirección de los vientos predominantes).

El agua de mar presenta valores de salinidad total del orden de 3.5%, con oscilaciones según la localización geográfica y la época del año. En zonas portuarias o estuarios, las diferencias pueden ser más notables debido a los aportes de agua dulce de desagües pluviales y/o desembocadura de ríos. A modo de ejemplo, en la tabla 3.3 se reproduce la salinidad correspondiente a Puerto Belgrano (Bahía Blanca), determinada en distintas épocas del año.

**Tabla 3.3:** Salinidad del agua marina en Puerto Belgrano, Bahía Blanca [Traversa, 2001]

Año	Mes	Salinidad (%)
N	Agosto	3,40
N	Diciembre	3,35
N+1	Abril	3,40
N+1	Agosto	3,42
N+1	Diciembre	3,25
N+2	Abril	3,39

Las sales disueltas en el agua de mar que afectan al hormigón armado, son fundamentalmente: cloruro de sodio, cloruro de magnesio, sulfato de magnesio, sulfato de calcio, cloruro y sulfato de potasio. En la tabla 3.4 se informan las concentraciones iónicas (C.I.) promedio correspondientes a las aguas del Océano Atlántico, observándose el elevado contenido de cloruros que presentan. También contiene oxígeno y dióxido de carbono disueltos, cuyos porcentajes varían sensiblemente en función de las condiciones locales.

**Tabla 3.4:** Concentración iónica del océano Atlántico [Traversa, 2001]

Iones	Concentración Iónica (%)
Cl <sup>-</sup>	1,935
Na <sup>+</sup>	1,076
SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup>	0,271
Mg <sup>2+</sup>	0,129
Ca <sup>2+</sup>	0,041
K <sup>+</sup>	0,039
Otros	0,023
<b>Total</b>	<b>3,514</b>

En la figura 3.14 se esquematiza el riesgo de deterioro por corrosión que sufre una estructura de hormigón armado emplazada en un ambiente marino [Lin, 1991]. En dicho ambiente, se pueden identificar cinco zonas con diferente grado de agresividad, sin límites definidos y generalmente, superpuestas entre ellas:

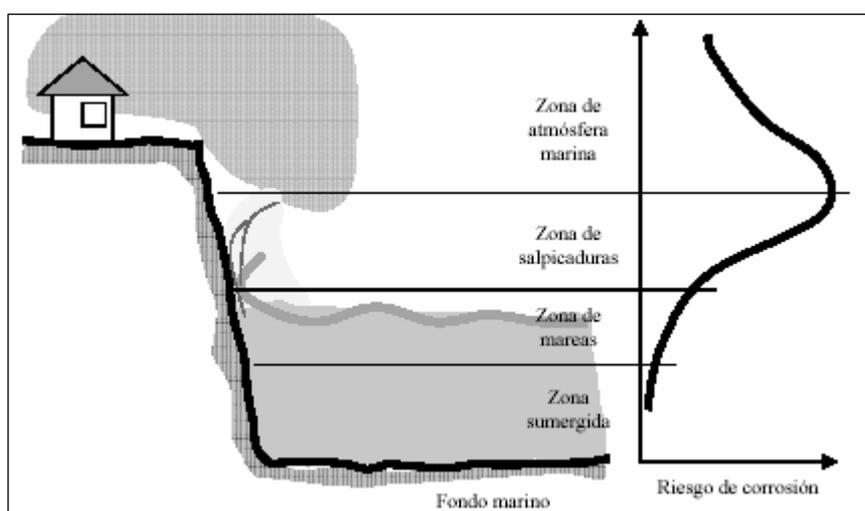
**1) Zona de atmósfera marina:** El hormigón no se encuentra en contacto con el agua de mar, recibe solamente las sales procedentes de la brisa marina y la niebla salina. La presencia de las sales decrece al aumentar la distancia al mar, en función de la presencia de obstáculos, tipo de costa, vientos predominantes, etc.

**2) Zona de salpicaduras:** Está sujeta a la humectación directa con agua de mar procedente de las olas.

**3) Zona de mareas:** Está comprendida entre los niveles de marea alta y baja, se verifica un aumento en la concentración de cloruros debido a los ciclos de mojado y secado diarios. También se produce una erosión por la acción directa de olas y de sólidos que flotan en ellas.

**4) Zona sumergida:** Se ubica por debajo del nivel de marea baja, el material se encuentra permanentemente sumergido (saturado).

**5) Zona enterrada:** Esta zona corresponde al fondo marino, la estructura está sumergida en contacto con suelos saturados.



**Figura 3.14:** Clasificación de las zonas de exposición marina y esquema de variación del riesgo de corrosión

Se observa que las estructuras más afectadas se encuentran ubicadas en la zona de salpicaduras y en la zona de atmósfera marina, en donde se encuentra la mayor parte de las construcciones.

Relevamientos realizados en el área de la costa de la Provincia de Buenos Aires, muestran un elevado porcentaje de obras, de entre 15 y 20 años de edad, afectadas por problemas de corrosión. Las estructuras están ubicadas a una distancia del orden de 200 metros de la línea de marea y no se verifica la existencia de elementos físicos que modifiquen o atenúen la influencia de los vientos, que en la mayoría de las localidades, van desde el mar hacia la costa [Traversa et al., 1999(b)].

### 3.2.4 Ambiente industrial

Un ambiente industrial se caracteriza por su alto grado de contaminación, principalmente compuestos de azufre y óxidos de nitrógeno. Depende de las industrias instaladas y fundamentalmente, de los recaudos adoptados respecto a los efluentes gaseosos. El ambiente industrial puede considerarse dentro de un radio de 5 km en el que existen fábricas, industrias siderúrgicas y/o petroquímicas. El dióxido de azufre, originado en la combustión del carbón o de otros combustibles fósiles, es captado por el aire y transportado en partículas de polvo, bajo la forma de ácido sulfuroso. Luego, se genera un proceso catalítico que favorece la oxidación a ácido sulfúrico que se deposita, en gotas microscópicas, sobre las superficies expuestas. Por lo tanto, en un ambiente industrial, los contaminantes más el rocío y la niebla depositan una película húmeda, ácida y altamente corrosiva sobre el hormigón superficial de las estructuras.

En la proximidad de plantas químicas, metalúrgicas, etc. pueden presentarse otros contaminantes corrosivos. Por lo general se trata de cloruros, bajo diversas formas, que pueden resultar mucho más corrosivos que los sulfatos ácidos. La reactividad de los cloruros ácidos con la mayoría de los metales es también más pronunciada que la correspondiente a otros contaminantes, tales como fosfatos y nitratos [Traversa, 2001].

En este tipo de ambiente, la velocidad y dirección de los vientos y el régimen de lluvias son de extrema importancia, ya que pueden dar origen a las denominadas lluvias ácidas a distancias considerables de las fuentes que les dieron origen [Giovambattista et al., 1985].

### **3.3 CLASIFICACIÓN DE AMBIENTES AGRESIVOS (CIRSOC 201:2005)**

El Proyecto de Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón CIRSOC 201:2005 [Reglamento CIRSOC 201, 2005], aún en trámite de aprobación, define las acciones del ambiente en el artículo 2.2.1.1. :

*“Se entiende por acciones del medioambiente a aquellas de naturaleza química, física y/o fisico-química que pueden provocar la degradación de la estructura por efectos diferentes a los de las cargas consideradas en el Proyecto o Diseño Estructural. Según sea la magnitud de dicha degradación y la velocidad con que se produce, la estructura puede perder, parcial o totalmente, la aptitud para cumplir la función para la cual fue construida.”*

La idea de este Reglamento es coincidente con la del Código ACI 318-02/05 [ACI 318, 2002] y con la de otros códigos de referencia en el ámbito internacional, al considerar al ambiente como una acción que actúa sobre la estructura, por lo que debe ser claramente identificada para luego establecer los criterios de protección correspondientes.

El artículo 2.2.2. establece como requisito que en los Documentos del Proyecto se identifique claramente el tipo de ambiente que define la agresividad a la que estará expuesta la estructura, como así también, la vida útil de diseño (si es diferente de 50 años), la estrategia de diseño y mantenimiento, y el tipo de hormigón a utilizar. Para ello, el Reglamento prevé una serie de tablas donde clasifica distintos ambientes o clases de exposición, en función de su grado de agresividad y las correspondientes medidas preventivas de protección.

La tabla 3.5 “Clases de exposición generales que producen corrosión de armaduras” y la tabla 3.6 “Clases específicas de exposición que pueden producir degradación distinta de la corrosión de armaduras”, tipifican los diferentes ambientes agresivos. Se indican las clases de exposición: A1 (medio no agresivo), A2 y A3 (corrosión de armaduras por carbonatación del hormigón), CL, M1, M2 y M3 (corrosión de armaduras por cloruros), C1 y C2 (ataque por congelación y deshielo) y Q1, Q2 y Q3 (ataque químico).

La tabla 3.7 “Valores límites de sustancias agresivas en aguas de contacto” y la tabla 3.8 “Valores límites de sustancias agresivas en suelos de contacto”, brindan información adicional complementaria que ayudan a tipificar el grado de ataque químico en tres categorías diferentes: Q1 (moderado), Q2 (fuerte) y Q3 (muy fuerte).

**Tabla 3.5:** Clases de exposición generales que producen corrosión de armaduras

1	2	3	4	5	6
EXPOSICIÓN					
Desig	Clase	Subclase	Tipo de proceso	Descripción del medio ambiente	Ejemplos ilustrativos de estructuras donde se pueden dar las clases de exposición
A 1	No agresiva		Ninguno	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Interiores de edificios no sometidos a condensaciones.</li> <li>• Elementos exteriores de edificios, revestidos.</li> <li>• Hormigón masivo interior.</li> <li>• Estructuras en ambientes rurales y climas desérticos, con precipitación media anual &lt; 250 mm.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Interiores de edificios protegidos de la intemperie.</li> <li>• Columnas y vigas exteriores revestidas con materiales cerámicos o materiales que demoran la difusión del CO<sub>2</sub>.</li> <li>• Elementos estructurales de hormigón masivo que no están en contacto con el medio ambiente. Parte interior de los mismos.</li> </ul>
A 2	Ambiente Normal	Temperatura moderada y fría, sin congelación. Humedad alta y media o con ciclos de mojado y secado.	Corrosión por carbonatación	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Interiores de edificios expuestos al aire con HR ≥ 65% o a condensaciones.</li> <li>• Exteriores expuestos a lluvias con precipitación media anual &lt; 1.000 mm</li> <li>• Elementos enterrados en suelos húmedos o sumergidos.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Sótanos no ventilados.</li> <li>• Fundaciones.</li> <li>• Tableros y pilas de puentes.</li> <li>• Elementos de hormigón en cubiertas de edificios.</li> <li>• Exteriores de edificios.</li> <li>• Interiores de edificios con humedad del aire alta o media.</li> <li>• Pavimentos.</li> <li>• Losas para estacionamientos.</li> </ul>
A 3	Clima cálido y húmedo		Corrosión por carbonatación	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Exteriores expuestos a lluvias con precipitación media anual ≥ 1000 mm.</li> <li>• Temperatura media mensual durante más de 3 meses al año ≥ 25° C.</li> </ul>	

**Tabla 3.5:** Clases de exposición generales que producen corrosión de armaduras (continuación)

1	2	3	4	5	6
EXPOSICIÓN					
Desig.	Clase	Subclase	Tipo de proceso	Descripción del medio ambiente	Ejemplos ilustrativos de estructuras donde se pueden dar las clases de exposición
<b>C L</b>	Húmedo o sumergido, con cloruros de origen diferente del medio marino.		Corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Superficies de hormigón expuestas al rociado o la fluctuación del nivel de agua con cloruros.</li> <li>• Hormigón expuesto a aguas naturales contaminadas por desagües industriales.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Piletas de natación sin revestir.</li> <li>• Fundaciones en contacto con aguas subterráneas.</li> <li>• Cisternas en plantas potabilizadoras.</li> <li>• Elementos de puentes.</li> </ul>
<b>M 1</b>	Marino	Al aire	Corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"> <li>• A más de 1 km de la línea de marea alta y contacto eventual con aire saturado de sales.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Construcciones alejadas de la costa pero en la zona de influencia de los vientos cargados de sales marinas (*).</li> </ul>
<b>M 2</b>		Al aire	Corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"> <li>• A menos de 1 km de la línea de marea alta y contacto permanente o frecuente con aire saturado con sales.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Construcciones próximas a la costa.</li> </ul>
		Sumergidos	Corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Sumergidos en agua de mar, por debajo del nivel mínimo de mareas.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Estructuras de defensas costeras.</li> <li>• Fundaciones y elementos sumergidos de puentes y edificios en el mar.</li> </ul>
<b>M 3</b>		Sumergidos	Corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"> <li>• En la zona de fluctuación de mareas o expuesto a salpicaduras del mar.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Estructuras de defensas costeras, fundaciones y elementos de puentes y edificios.</li> </ul>
(*) La distancia máxima depende de la dirección de los vientos predominantes. Cuando ellos provengan del mar, como ocurre en la mayor parte del litoral de la Provincia de Buenos Aires, esta zona está entre 1 km y 10 km. En la mayor parte de la Patagonia esta zona es inexistente. El Director del Proyecto deberá acotar los límites de aplicación de esta zona de agresividad.					

**Tabla 3.6:** Clases específicas de exposición que pueden producir degradación distinta de la corrosión de armaduras

1	2	3	4	5	6
Desig	Clase	Subclase	Tipo de proceso	Descripción del medioambiente	Ejemplos ilustrativos de estructuras donde pueden darse las clases de exposición
C 1	Congelación y deshielo	Sin sales descongelantes	Ataque por congelación y deshielo	Elementos en contacto frecuente con agua, o zonas con humedad relativa ambiente media en invierno superior al 75%, y que tengan una probabilidad mayor que 50% de alcanzar al menos una vez temperaturas por debajo de -5 °C.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Superficies expuestas a la lluvia o a atmósferas húmedas.</li> <li>• Estructuras que contienen agua o la conducen.</li> </ul>
C 2		Con sales descongelantes	Ataque por congelación y deshielo y por sales descongelantes	Estructuras destinadas al tráfico de vehículos o peatones en zonas con más de 5 nevadas anuales o con temperatura mínima media en los meses de invierno inferior a 0°C.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Pistas de aterrizaje, caminos y tableros de puentes.</li> <li>• Superficies verticales expuestas a la acción directa del rociado con agua que contiene sales descongelantes.</li> <li>• Playas de estacionamiento y cocheras en los edificios.</li> </ul>
Q 1	Ambientes con agresividad química	Moderado	Ataque químico	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Suelos, aguas o ambientes que contienen elementos químicos capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad lenta (Tablas 2.3 y 2.4).</li> </ul>	
Q 2		Fuerte		<ul style="list-style-type: none"> <li>• Suelos, aguas o ambientes que contienen elementos químicos capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad media (Tablas 2.3 y 2.4).</li> <li>• Exposición al agua de mar.</li> </ul>	
Q 3		Muy fuerte		<ul style="list-style-type: none"> <li>• Suelos, aguas o ambientes que contienen elementos químicos capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad rápida (Tablas 2.3 y 2.4).</li> </ul>	

**Tabla 3.7:** Valores límites de sustancias agresivas en aguas de contacto

<b>Grado de ataque</b>	<b>Sulfatos solubles (SO<sub>4</sub><sup>2-</sup>)</b>	<b>Magnesio (Mg<sup>2+</sup>)</b>	<b>pH</b>	<b>Disolución de cal por ataque con ácido carbónico (CO<sub>3</sub><sup>2-</sup>)</b>	<b>Amonio (NH<sub>4</sub><sup>+</sup>)</b>
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
	<b>mg/litro</b>	<b>mg/litro</b>	-----	<b>mg/litro</b>	<b>mg/litro</b>
Moderado	150 a 1.500	300 a 1.000	6,5 a 5,5	15 a 40	15 a 30
Fuerte	1.500 a 10.000	1.000 a 3.000	5,5 a 4,5	40 a 100	30 a 60
Muy fuerte	Mayor de 10.000	Mayor de 3.000	Menor de 4,5	Mayor de 100	Mayor de 60

(1) (2) (3) (5) Se determinarán con el método especificado en la norma IRAM 1872:2004.  
 (4) Se determinarán con el método especificado en la norma IRAM 1708:1998.

**Tabla 3.8:** Valores límites de sustancias agresivas en suelos de contacto

<b>Grado de ataque</b>	<b>Sulfatos solubles (SO<sub>4</sub><sup>2-</sup>)</b>	<b>Grado de acidez Baumann – Gully Modificado</b>
	(1)	(2)
	<b>% en masa</b>	<b>Nº</b>
Moderado	0,10 a 0,20	Mayor de 20
Fuerte	0,20 a 2,00	-----
Muy fuerte	Mayor de 2,00	-----

(1) Se determinará con el método especificado en la norma IRAM 1873:2004.  
 (2) Se determinará con el método especificado en la norma IRAM 1707-1:1998.

En el caso de que una estructura o grupo de elementos estructurales esté expuesto a más de una de las exposiciones tipificadas en las tablas 3.5 a 3.8, se indicarán todas esas exposiciones separadas por un signo “+” en los Documentos del Proyecto.

En función del tipo de exposición de la estructura, el reglamento establece requisitos de durabilidad que debe cumplir el hormigón (razón agua/cemento máxima, resistencia especificada por durabilidad mínima, contenido mínimo de aire intencionalmente incorporado y absorción capilar máxima, cuando corresponda. Tabla 3.9). Además se fijan condiciones mínimas que se deben tener en cuenta cuando se proyecta una estructura con características especiales, como por ejemplo, el hormigón colocado bajo agua, el hormigón de elevada impermeabilidad y el hormigón expuesto a abrasión (tabla 3.10).

Oportunamente, se enmarcará cada obra estudiada en su correspondiente tipología de ambiente, teniendo en cuenta esta clasificación de exposición dada por nuestro Reglamento CIRSOC 201:2005.

**Tabla 3.9:** Requisitos de durabilidad a cumplir por los hormigones, en función del tipo de exposición de la estructura

Requisitos	Tipos de exposición de las estructuras, de acuerdo con la clasificación de las Tablas 2.1. y 2.2. y sus complementarias 2.3. y 2.4.									
	A 1	A 2	A 3 y M 1	C L y M 2	M 3	C 1 <sup>(2)</sup>	C 2 <sup>(2)</sup>	Q 1	Q 2	Q 3 <sup>(3)</sup>
a) Razón <b>a/c</b> máxima <sup>(1)</sup>										
Hormigón simple	----	----	----	0,45	0,45	0,45	0,40	0,50	0,45	0,40
Hormigón armado	0,60	0,50	0,50	0,45	0,40	0,45	0,40	0,50	0,45	0,40
Hormigón pretensado	0,60	0,50	0,50	0,45	0,40	0,45	0,40	0,50	0,45	0,40
b) $f'_{c\ min}$ (MPa)										
Hormigón simple	----	----	----	30	35	30	35	30	35	40
Hormigón armado	20	25	30	35	40	30	35	30	35	40
Hormigón pretensado	25	30	35	40	45	30	35	35	40	45
Penetración de agua o succión capilar según 2.2.11.	no	si	si	si	si	si	si	si	si	si
<p>(1) Cuando se use cemento p<math>\acute{o}</math>rtland m<math>\acute{a}</math>s una o varias adiciones minerales activas incorporadas directamente en planta elaboradora, se podr<math>\acute{a}</math> reemplazar la <b>raz<math>\acute{o}</math>n agua/cemento (a/c)</b>, por la <b>raz<math>\acute{o}</math>n agua/ material cementicio [a/(c+x)]</b>, que tenga en cuenta la suma del cemento p<math>\acute{o}</math>rtland (<b>c</b>) y la cantidad de la adici<math>\acute{o}</math>n mineral (<b>x</b>), cuando se trate de puzolanas seg<math>\acute{u}</math>n norma IRAM 1668:1968 o de escorias seg<math>\acute{u}</math>n norma IRAM 1667:1990.</p> <p>(2) Debe incorporarse intencionalmente aire, en la cantidad requerida en la Tabla 5.3.</p> <p>(3) Cuando corresponda se debe proteger a la estructura seg<math>\acute{u}</math>n 2.2.5.2.c3 <math>\acute{o}</math> 2.2.10.3.</p>										

**Tabla 3.10:** Hormigones con características especiales

Tipo de hormigón	Hormigón a colocar bajo agua	Hormigón de elevada impermeabilidad	Hormigón expuesto a abrasión
Casos típicos	Pilotes de gran diámetro.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Cisternas.</li> <li>• Depósitos para agua.</li> <li>• Conductos.</li> <li>• Tuberías.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Resbalamiento de materiales a granel.</li> <li>• Movimiento de objetos pesados.</li> <li>• Escurrimiento rápido de agua</li> </ul>
Máxima razón agua/cemento, en masa	0,45	espesor $\leq$ 500 mm: 0,45 espesor $>$ 500 mm: 0,55	0,42
Clase mínima de hormigón	H-30	espesor $\leq$ 500 mm: H-30 espesor $>$ 500 mm: H-20	H-40
Aire incorporado	si	no	no
Aditivo fluidificante	recomendable	recomendable	recomendable
Aditivo superfluidificante	recomendable	recomendable	recomendable
Asentamiento (mm)	$180 \pm 20$	menor de 150	menor de 100
Penetración de agua IRAM 1554:1983	-----	Para espesor de hormigón $\leq$ 500 mm, la penetración de agua en el ensayo IRAM 1554:1983 debe ser igual o menor que 30 mm (2.2.11.2).	-----
Exigencias adicionales a cumplir por los agregados	<b>Agregado grueso:</b> Tamaño máximo nominal igual o menor que 25 mm	-----	<b>Agregado grueso:</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Tamaño máximo nominal <math>\leq</math> 26,5 mm</li> <li>• Tamaño máximo nominal no mayor de 1/3 del espesor del elemento estructural.</li> <li>• Desgaste "Los Angeles" igual o menor que 30 % (3.2.4.5).</li> </ul>

### 3.4 CLASIFICACIÓN DE AMBIENTES (EHE-08)

La Instrucción española EHE clasifica las clases de exposición en dos tipos: “clases generales de exposición” (tabla 3.11) y “clases específicas de exposición” (tabla 3.12). En el primer tipo, se recogen el ambiente no agresivo y aquellos otros que pueden dar lugar a corrosión de

armaduras, y en el segundo, los que pueden provocar el deterioro del hormigón por ataques químicos, físicos o mecánicos. La tipificación de los diferentes ambientes agresivos es semejante a la adoptada en el Reglamento CIRSOC 201:2005, salvo la clase “Erosión”. En el reglamento argentino se trata este tema como un hormigón de características especiales y se establecen las condiciones mínimas que se deben tener en cuenta cuando se proyecta un hormigón que estará expuesto a abrasión (tabla 3.10).

El tipo de ambiente al que está sometida una estructura viene definido por el conjunto de condiciones físicas y químicas a las que está expuesta, y que puede llegar a provocar su degradación como consecuencia de efectos diferentes a las cargas y sollicitaciones consideradas en el análisis estructural. Es por ello que para conseguir una durabilidad adecuada, se debe identificar en el proyecto, el tipo de ambiente que defina la agresividad a la que va a estar sometido cada elemento estructural.

El hormigón de una misma estructura puede estar sometido a diferentes condiciones ambientales (diferentes microclimas), por lo cual se generan zonas con microambientes diversos. Por ejemplo, el tablero de un puente está más condicionado a los efectos de variaciones térmicas, a los ciclos congelamiento y deshielo, a la acción agresiva de sales descongelantes y a la abrasión, que el resto de los elementos estructurales del puente. En el caso de un edificio, existen sectores como cocina y baños que pueden estar sometidos a la acción de líquidos o gases agresivos, mientras que el resto de los ambientes, no. Es frecuente la existencia de microclimas en algunas estructuras marítimas coincidiendo con la orientación de las diferentes caras de la misma. En plataformas petrolíferas en el mar, la orientación influye mucho en la durabilidad, dependiendo de la dirección del viento, de la intensidad, de la mayor carga de cloruros, de la intensidad del oleaje, y del hecho de que unas caras estén más soleadas que otras. En algunas estructuras situadas en contacto con agua de mar, el crecimiento de moluscos y de algas tiende a desarrollarse con más intensidad en los sectores próximos a desagües de aguas residuales, ricas en materia orgánica.

En el caso de que el tipo de ambiente incluya una o más clases específicas de exposición, se deberá fijar, para cada parámetro, el criterio más exigente de entre los establecidos para las clases en cuestión.

**Tabla 3.11:** Reproducción de la Tabla 8.2.2 Clases generales de exposición relativas a la corrosión de las armaduras de la EHE-08

CLASE GENERAL DE EXPOSICION				DESCRIPCION	EJEMPLOS
Clase	Subclase	Designación	Tipo de proceso		
no agresiva		I	ninguno	-interiores de edificios, no sometidos a condensaciones -elementos de hormigón en masa	-interiores de edificios, protegidos de la intemperie
normal	humedad alta	IIa	corrosión de origen diferente de los cloruros	-interiores sometidos a humedades relativas medias altas (< 65%) o a condensaciones -exteriores en ausencia de cloruros y expuestos a lluvia en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm -elementos enterrados o sumergidos	-sótanos no ventilados -cimentaciones -tableros y pilas de puentes en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm -elementos de hormigón en cubiertas de edificios
	humedad media	IIb	corrosión de origen diferente de los cloruros	-exteriores en ausencia de cloruros, sometidos a la acción del agua de lluvia, en zonas con precipitación media anual inferior a 600 mm	-construcciones exteriores protegidas de la lluvia -tableros y pilas de puentes, en zonas de precipitación media anual inferior a 600 mm
marina	aérea	IIIa	corrosión por cloruros	-elementos de estructuras marinas, por encima del nivel de pleamar -elementos exteriores de estructuras situadas en las proximidades de la línea costera (a menos de 5 km)	-edificaciones en las proximidades de la costa -puentes en las proximidades de la costa -zonas aéreas de diques, pantalanés y otras obras de defensa litoral -instalaciones portuarias
	sumergida	IIIb	corrosión por cloruros	-elementos de estructuras marinas sumergidas permanentemente, por debajo del nivel mínimo de bajamar	-zonas sumergidas de diques, pantalanés y otras obras de defensa litoral -cimentaciones y zonas sumergidas de pilas de puentes en el mar
	en zonas de marea	IIIc	corrosión por cloruros	-elementos de estructuras marinas situadas en la zona de carrera de mareas	-zonas situadas en el recorrido de marea de diques, pantalanés y otras obras de defensa litoral -zonas de pilas de puentes sobre el mar, situadas en el recorrido de marea
Con cloruros de origen diferente del medio marino		IV	corrosión por cloruros	-instalaciones no impermeabilizadas en contacto con agua que presente un contenido elevado de cloruros, no relacionados con el ambiente marino -superficies expuestas a sales de deshielo no impermeabilizadas	-piscinas -pilas de pasos superiores o pasarelas en zonas de nieve -estaciones de tratamiento de agua

**Tabla 3.12:** Reproducción de la Tabla 8.2.3.a Clases específicas de exposición relativas a otros procesos de deterioro distintos de la corrosión, de la EHE-08

CLASE GENERAL DE EXPOSICION				DESCRIPCION	EJEMPLOS
Clase	Subclase	Designación	Tipo de proceso		
Química agresiva	débil	Ca	ataque químico	-elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad lenta (ver Tabla 8.2.3b)	-instalaciones industriales, con sustancias débilmente agresivas según tabla 8.2.3b -construcciones en proximidades de áreas industriales, con agresividad débil según tabla 8.2.3b
	media	Cb	ataque químico	-elementos en contacto con agua de mar -elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad media (ver Tabla 8.2.3b)	-dolos, bloques y otros elementos para diques -estructuras marinas en general -instalaciones industriales con sustancias de agresividad media según tabla 8.3.2b -construcciones en proximidades de áreas industriales, con agresividad media según tabla 8.2.3b -instalaciones de conducción y tratamiento de aguas residuales con sustancias de agresividad media según tabla 8.3.2b
	fuerte	Cc	ataque químico	-elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad rápida (ver Tabla 8.2.3b)	-instalaciones industriales, con sustancias de agresividad alta de acuerdo con la tabla 8.2.3b -instalaciones de conducción y tratamiento de aguas residuales, con sustancias de agresividad alta de acuerdo con tabla 8.2.3b
Con heladas	sin sales fundentes	H	ataque hielo -deshielo	-elementos situados en contacto frecuente con agua, o zonas con humedad relativa media ambiental en invierno superior al 75%, y que tengan una probabilidad anual superior al 50% de alcanzar al menos una vez temperaturas por debajo de -5°C	-construcciones en zonas de alta montaña -estaciones invernales
	con sales fundentes	F	ataque por sales fundentes	-elementos destinados al tráfico de vehículos o peatones en zonas con más de 5 nevadas anuales o con valor medio de la temperatura mínima en los meses de invierno inferior a 0 °C	-tableros de puentes o pasarelas en zonas de alta montaña
erosión		E	Abrasión Cavita-ción	-elementos sometidos a desgaste superficial -elementos de estructuras hidráulicas en los que la cota piezométrica pueda descender por debajo de la presión de vapor de agua	-pilas de puente en cauces muy torrenciales -elementos de diques, pantalanés y otras de defensa litoral que se encuentren sometidos a fuertes oleajes -pavimentos de hormigón -tuberías de alta presión

## CAPITULO 4

### ESTRUCTURAS EVALUADAS. RESULTADOS

En las figuras 4.1 y 4.2 se puede observar la ubicación de las estructuras relevadas en los tres ambientes: urbano (U), rural (R) y marino (M).



**Figura 4.1:** Plano de ubicación de estructuras relevadas en ambiente rural y marino

Referencias de las obras analizadas en ambiente rural y marino:

- R1: Puentes sobre la ruta provincial N° 51
- R2: Dique Paso de las Piedras
- R3: Aeropuerto Comandante Espora
- R4: Ruta de circunvalación a la ciudad de Bahía Blanca
- M1: Viaducto en Ing. White

M2: Espigones en Monte Hermoso

M3: Estructura Av. Argentina en Monte Hermoso



**Figura 4.2:** Plano de ubicación de estructuras relevadas en ambiente urbano

Referencias de las obras analizadas en ambiente urbano:

U1: Canal Maldonado

U2: Estructura Centro Cívico

U3: Autovía de acceso a la ciudad de Bahía Blanca

U4: Pavimentos urbanos (Se indica en la figura 4.13)

#### **4.1 OBRAS EMPLAZADAS EN AMBIENTE URBANO**

Si se toma en consideración la clasificación dada por el Proyecto de Reglamento CIRSOC 201:2005, se puede ubicar a las estructuras evaluadas en una clase de exposición tipo A2: ambiente normal, con temperatura moderada y fría, sin congelación, humedad alta y media, con ciclos de mojado y secado, precipitación media anual menor que 1000 mm. Según la normativa EHE-08, la clase de exposición es normal, subclase humedad alta, designación IIa.

En la zona de Bahía Blanca se utiliza arena natural como agregado fino. Las principales canteras proveedoras de este material, son las ubicadas en proximidades de las localidades de Médanos, Punta Alta, Villalonga y Bajo San José (en la intersección de la ruta prov. N° 51 y el río Sauce Grande). Las dos últimas también son proveedoras de canto rodado que se utiliza como agregado grueso. Además hay 2 canteras de piedra partida (Cerros Colorados y Pigué) ubicadas en el Partido de Torquinst en proximidades a Sierra de la Ventana, en las cuales se explota granito y cuarcita respectivamente. Con excepción de la piedra partida granítica, y la arena del Bajo San José, el resto de los materiales (finos y gruesos) son potencialmente reactivos frente a la RAS [Maiza y Marfil, 1997]. Por lo expuesto se debe ser muy cuidadoso respecto de las condiciones ambientales a que estará sometido el hormigón, ya que para que la reacción se produzca, además de álcalis y sílice hace falta humedad.

En este ambiente se relevaron cuatro estructuras (figura 4.2):

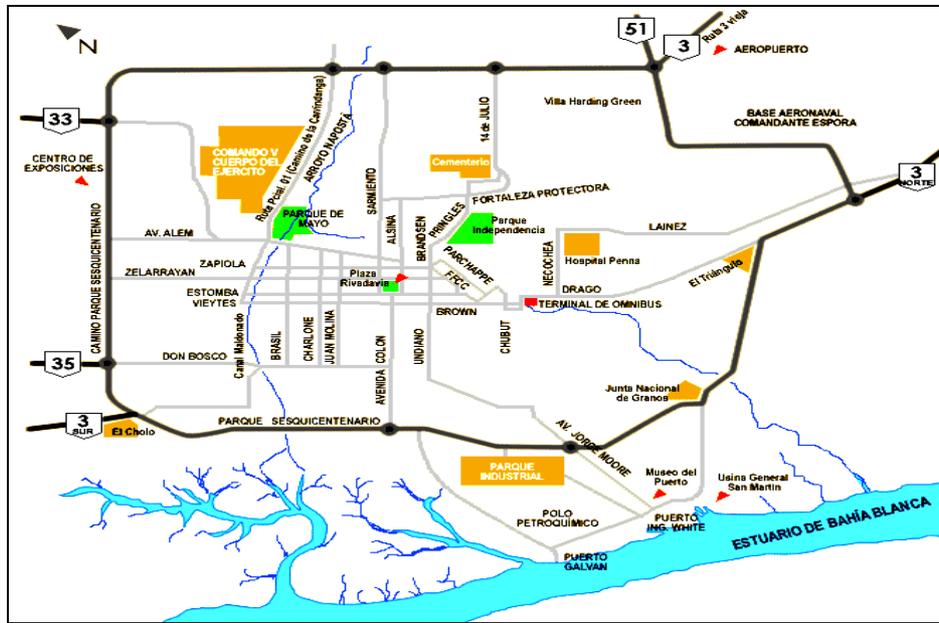
- Obra hidráulica constituida por un canal de 6 km de longitud y un vertedero, que permiten la regulación del caudal de agua que escurre por el arroyo Napostá en épocas de fuertes crecidas, derivando el sobrante hacia el canal aliviador Maldonado (U1).
- Estructura construida en el centro de la ciudad de Bahía Blanca, con el propósito de poner en funcionamiento el Centro Cívico del Municipio (U2).
- Pavimentos rígidos: autovía de acceso a la ciudad de Bahía Blanca (U3) y un conjunto de pavimentos urbanos (U4).

#### 4.1.1 Canal Maldonado



El arroyo Napostá, que nace en el cordón serrano del sistema de Ventania, atraviesa el sector urbano de manera sinuosa en tres tramos diferentes. El primero con su cauce natural a cielo

abierto, el segundo, cuyo curso está entubado y presenta una calle superpuesta que tiene por finalidad agilizar el tránsito, fue diseñado para un caudal máximo de  $40 \text{ m}^3/\text{seg}$ . El tercer tramo, también a cielo abierto, se extiende hasta su desembocadura en el mar. (Figura 4.3)



**Figura 4.3:** Plano de Bahía Blanca donde se aprecia la traza del Arroyo Napostá

Antiguamente, el arroyo Napostá presentaba un brazo natural derivador, el arroyo Maldonado, que se hacía cargo del caudal excedente cuando se superaba la capacidad máxima del cauce principal. Poco a poco, el Maldonado comenzó a cegarse debido a diversas causas y finalmente fue abruptamente cerrado. La medida fue desastrosa en sus consecuencias ya que al ser privado el Napostá de su derivador natural, cada lluvia registrada en las Sierras generaba inundaciones a lo largo de su recorrido por la ciudad [Recchi, 2002].

Luego de las trágicas inundaciones de 1944 y 1949 la Dirección de Hidráulica de la Provincia de Buenos Aires decide la canalización del arroyo Maldonado, siguiendo el cauce fluvial primitivo con la finalidad de aliviar al Napostá en épocas de fuertes crecidas. El canal fue diseñado para transportar un caudal máximo de  $260 \text{ m}^3/\text{seg}$ . a una velocidad de  $22 \text{ km/h}$ . Su trayecto de  $6 \text{ km}$  de longitud es de sección trapecial, con una revancha de  $70 \text{ cm}$  y revestido con losas de hormigón simple. La regulación del caudal de agua que puede escurrir por el arroyo Napostá se logra mediante un vertedero, que deriva el sobrante hacia el canal aliviador Maldonado. La obra fue terminada en 1950 y recién en 1955 pudo prestar sus servicios a

pleno, ya que se produjo un período de lluvias excepcionales sin consecuencias de inundaciones para la ciudad. Desde entonces ha sufrido temporales con lluvias que han superado los registros históricos. A comienzos del año 2004 se ha encarado un trabajo de recuperación del canal. La superficie total dañada (a lo largo de todo el canal) es de unos once mil metros cuadrados, cerca de 400 losas, estimándose que para su reparación es necesario un consumo de mil setecientos metros cúbicos de hormigón.

Un relevamiento llevado a cabo antes de comenzar las tareas de reparación permitió definir el deterioro de las losas laterales y de fondo en el sector denominado partididor, antes del vertedero que posibilita la evacuación del caudal en exceso hacia el canal aliviador Maldonado.

En algunos sectores se observaron fisuras aisladas, mientras que en otros se han producido desprendimientos de losas desplazadas en su plano, falta de material sellador en las juntas de dilatación y rellenas con sedimentos finos y/o vegetación, pérdida del suelo de sustentación y hasta pérdida total de losas. El estado de deterioro del canal se puede apreciar en las fotografías de la lámina 4.1, tomadas antes de comenzar las tareas de reparación en octubre de 2004. En la lámina 4.2 se observan fotografías tomadas en los años '70 donde se registra el estado de conservación del canal a lo largo de su vida en servicio.

En este trabajo se muestrearon tres diferentes tipos de losas, indicadas como:

**Losa de fondo (CR):** Hormigón original constituido por canto rodado con el que fue realizado el canal en el año 1950.

**Losa de fondo (PP):** Hormigón de reparaciones posteriores del fondo del canal (1973), constituido por piedra partida.

**Losa lateral (CR):** Hormigón de reparaciones posteriores de los laterales del canal (1987), constituido por canto rodado.

Las losas de fondo del partididor tienen diferentes dimensiones debido a las reparaciones parciales que se han llevado a cabo en el canal a lo largo del tiempo. La original presentaba un espesor de 30 cm, mientras que en las losas de reparaciones, dicho valor disminuía hasta 16 cm. La losa lateral tenía forma trapecial con un ancho medio de 5,60 m, altura 6 m y espesor de 22 cm.

No se observó armadura ni pasadores entre los diferentes paños. Todas las juntas de dilatación originalmente de 3 a 4 cm, presentaban acumulación de suelo vegetal con pérdida total del material sellador. Se observaron desprendimientos de numerosos paños de losas que dejaban ver con claridad la pérdida de suelo de sustentación. Dicha socavación generaba pequeños tramos de losas en voladizos.

Se tomaron muestras de las losas afectadas para realizar estudios. De las muestras de losa obtenidas “in situ”, se calaron testigos pasantes de forma cilíndrica, de 10 cm de diámetro y una altura correspondiente al espesor del elemento en estudio. La extracción, preparación y ensayo a compresión de los testigos se realizó siguiendo las especificaciones indicadas en la norma IRAM 1551, teniendo en cuenta que en las condiciones de servicio el hormigón se encontraba humedecido. Complementariamente, se efectuaron estudios petrográficos a fin de determinar la presencia de productos de reacción que pudieran ser motivo del deterioro de las placas.

### **Descripción cualitativa del hormigón**

**Losa de fondo (CR):** el agregado grueso (canto rodado) presenta una buena distribución granulométrica y un tamaño máximo nominal de 25 mm. El hormigón no muestra oquedades ni deficiencias que pudieran atribuirse al método de colocación. No se observan huecos de aire incorporado accidentalmente.

**Losa de fondo (PP):** el hormigón muestra poca cantidad de agregado grueso con una distribución granulométrica uniforme y tamaño máximo nominal de 25 mm. No se observan huecos de aire incorporado accidentalmente.

**Losa lateral (CR):** el agregado grueso tiene buena distribución granulométrica y tamaño máximo nominal de 19 mm. El agregado fino contiene conchillas de diversos tamaños. El material deja ver abundante porosidad y huecos, que podría pensarse proviene de una deficiente compactación. No se observan huecos de aire incorporado accidentalmente.

### **Ensayo de resistencia a compresión**

Se calaron cinco testigos de cada una de las losas estudiadas, las cuales fueron ensayadas a compresión obteniéndose los resultados indicados en la tabla 4.1.

**Tabla 4.1:** Resistencia a compresión de los testigos extraídos

Losa	Tipo de Agregado	TMN (mm)	Testigo	Resistencia (MPa)	Resistencia promedio (MPa)
Losa de fondo (CR) 1950	Canto Rodado	25	1	56,3	55,0
			2	53,8	
			3	56,9	
			4	54,7	
			5	53,4	
Losa de fondo (PP) 1973	Piedra Partida	25	1	32,5	29,8
			2	29,2	
			3	31,8	
			4	25,5	
			5	29,8	
Losa lateral (CR) 1987	Canto Rodado	19	1	22,9	21,7
			2	16,8	
			3	21,7	
			4	27,9	
			5	19,4	

### Observaciones con estereomicroscopio

**Losa fondo (CR):** Se observa buen estado de conservación. No hay fracturas importantes. Es abundante la presencia de ettringita en el interior de cavidades de aire accidental. La superficie se presenta parcialmente carbonatada y es relativamente abundante el hidróxido de calcio. Se observó un material color pardo claro de muy buena cristalinidad, identificado por difracción de rayos X como carbonato de calcio (calcita) (Lámina 4.3.a).

**Losa fondo (PP):** Es un hormigón bien compacto pero con una distribución muy heterogénea del agregado grueso (piedra partida). La arena es de naturaleza cuarzosa. (Lámina 4.3.c)

**Losa lateral (CR):** Es un hormigón pobre, muy poroso y con abundante desarrollo de ettringita y carbonato de calcio. El agregado grueso es canto rodado. (Lámina 4.3.b)

### Microscopía de polarización

**Losa fondo (CR):** El agregado fino está constituido por una arena natural de origen marino, con abundantes conchillas, partículas de rocas volcánicas, vidrio fresco, cuarzo, rocas graníticas y feldespatos. El hormigón se presenta sano, el estado de conservación es muy bueno, sólo se observaron microfisuras muy finas y vacías que no afectan a los clastos del

agregado. Hay cavidades de aire accidental rellenas con ettringita. Los contactos agregado-mortero son netos. No se observaron fenómenos de reacción. En la composición del agregado grueso (canto rodado), predominan las vulcanitas. En la lámina 4.3.d se muestra el contacto neto entre dos clastos de rocas volcánicas y la pasta.

**Losa fondo (PP):** El agregado grueso es piedra partida constituida por rocas graníticas. El agregado fino es una arena natural de origen marino. En su composición predomina el cuarzo, feldespatos y fragmentos de rocas graníticas. Se identificaron escasos clastos de rocas volcánicas y vidrio volcánico fresco. El estado de conservación es bueno. El contacto agregado pasta es neto. En algunos sectores se observó escaso microfisuramiento en la pasta, aunque las fisuras están vacías. No se identificaron productos de reacción ni indicios de desarrollo de reacciones deletéreas tipo RAS. Las cavidades de aire entrampado se encuentran en general vacías, aunque en algunas se observó la presencia de carbonato de calcio. En la lámina 4.3.e se muestra una vista general del mortero, con luz paralela.

**Losa lateral (CR):** El estado de conservación es bueno, es abundante la carbonatación del mortero. Son similares las características petrográficas a las descritas en el hormigón losa fondo (CR). El agregado fino es una arena natural de origen marino, con abundantes clastos de valvas, rocas volcánicas y vidrio volcánico fresco. En menor proporción se identificó cuarzo, feldespatos, fragmentos de rocas graníticas y calcedonia. En la lámina 4.3.f se observa el buen estado de conservación y el contenido abundante de componentes líticos y valvas carbonáticas.

### **Análisis de los resultados**

- El hormigón del canal, construido en el año 1950 sufrió 2 reparaciones, una en 1973 y otra en 1987. El espesor de los hormigones de reparación es considerablemente menor que el original. El hormigón de mayor edad presentó un mejor desempeño que el utilizado en las sucesivas reparaciones.
- Se observa que el hormigón más antiguo tiene valores de resistencia de más del doble respecto a la última reparación. Aunque en todos los casos los valores son aceptables para el tipo de estructura.
- Los estudios petrográficos no detectaron la presencia de productos de neoformación ni indicios de desarrollo de reacciones deletéreas que pudieran ser una de las causas de la

rotura de las losas. Si bien el agregado grueso utilizado en la estructura original y en la reparación de 1987 (canto rodado) son de características similares, el hormigón elaborado con este último presenta una mayor porosidad.

- Se observó una falta total de mantenimiento, que se manifiesta por la altura de la vegetación crecida dentro del mismo canal y los depósitos sedimentarios, los cuales provienen de las corrientes de agua superficial que ingresan por los laterales y de los conductos de desagües pluviales que descargan en distintos puntos del canal, reduciendo la sección del mismo.
- La falta de estanqueidad, debida a la pérdida del material sellador entre las juntas de dilatación, produjo el ingreso del agua del canal hacia el subsuelo de base y en ciclos de humedecimiento y secado, se arrastró el suelo de sustentación hacia la superficie, ocasionando la pérdida del mismo y la consecuente socavación en las losas de fondo.
- Otro factor que influyó en el socavamiento inferior de las losas, principalmente del piso, es el nivel freático, el que a lo largo del canal se halla por sobre el nivel de la obra. Este fenómeno se observó en la mayoría de las juntas abiertas y las fracturas donde surge el agua. Como consecuencia de esta falta de sustentación, se produjeron desprendimientos en el sentido de la corriente de agua que desplazó totalmente algunos paños, quedando el suelo de base a la vista, con fuga parcial del mismo en algunos sectores y socavación por debajo de las losas aún en buen estado de servicio.
- Cuando una circulación torrencial, con gran velocidad y poca profundidad del agua, se transforma bruscamente en una circulación fluvial de baja velocidad y mayor profundidad, se produce un fenómeno denominado resalto. Las causas de formación están ligadas a una incompatibilidad de las condiciones límites aguas arriba, donde se impone una circulación torrencial, y aguas abajo donde se impone una circulación fluvial. Esta alteración brusca en un movimiento permanente va acompañado de una gran agitación y de una turbulencia continua. La zona de resalto donde se produce mucha turbulencia, coincide con el sector de losas de fondo dañadas. La energía de disipación es perfectamente soportada por el hormigón sano, pero en esa zona, podría haber una falla previa que dejara el suelo de sustentación libre. De esta manera, al producirse un resalto y generarse una zona de agitación y remolinos, se arrastraría el suelo de base hacia la

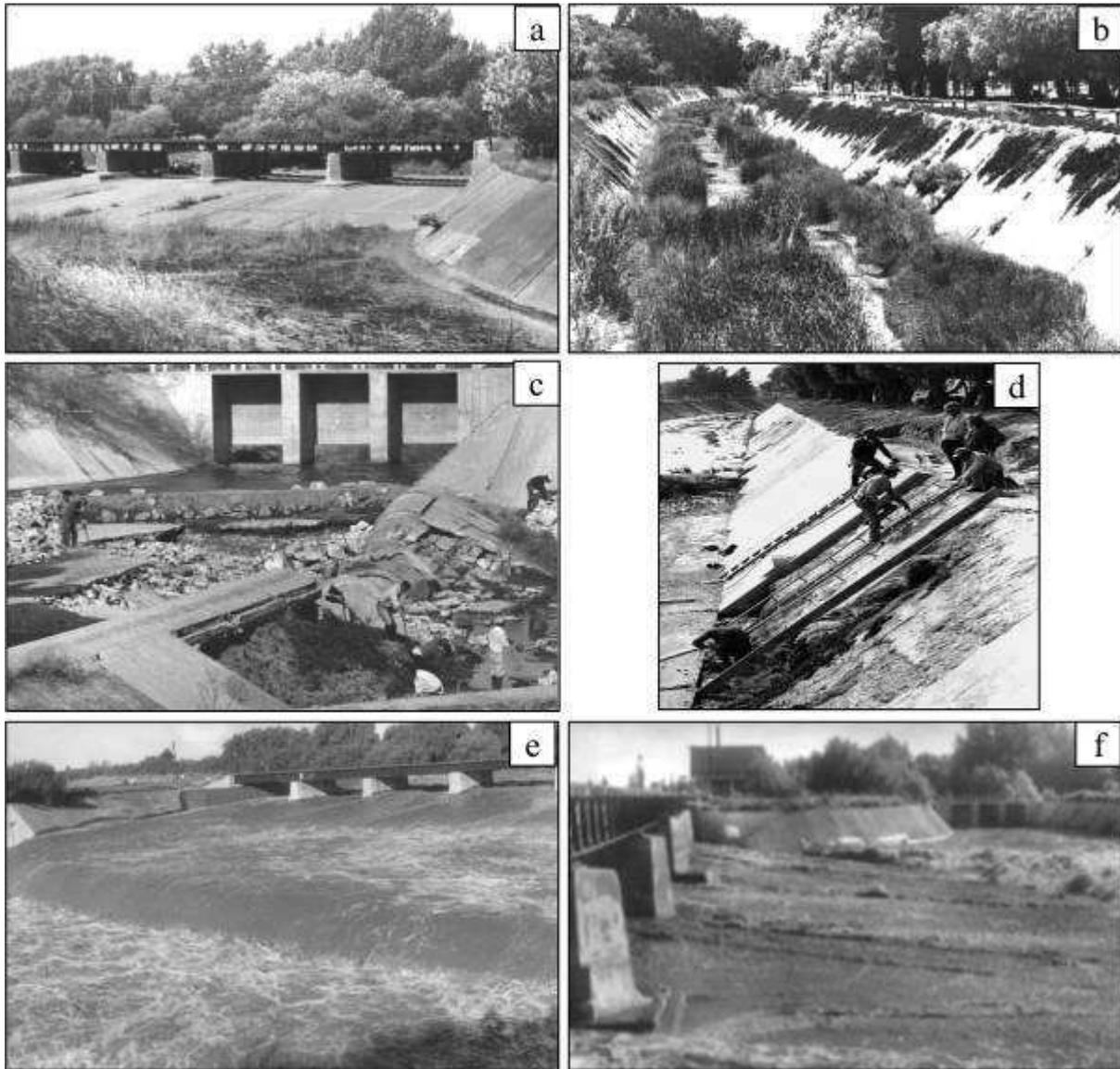
superficie, socavando las losas de fondo aún en buen estado de funcionamiento. Este proceso dejaría a una losa sin armar estructuralmente en voladizo, la cual volvería a romperse repitiendo los ciclos de socavación.

- Cuando comenzó a funcionar el embalse Dique Paso de las Piedras (1965), para proveer agua potable a la ciudad de Bahía Blanca, se dejó de bombear agua del acuífero para consumo de la población. Por ello, se produjo el consecuente levantamiento de los niveles freáticos por sobre el nivel de la obra, por lo que las condiciones originales del proyecto del canal se vieron modificadas. Como consecuencia, las losas de hormigón simple fueron sometidas a un estado de carga nuevo para el cual no habían sido diseñadas. Esta nueva sollicitación genera un estado de tensiones en la cara superior de las losas que son sometidas a tracción, pero no existe ninguna armadura para tomar dicho esfuerzo. Evidentemente, el hormigón comienza a fisurarse, permitiendo la salida hacia el exterior del agua de la capa freática y se inicia otro ciclo de arrastre de las partículas más finas del suelo de base, con la consecuente socavación de las losas. Este fenómeno de afloración del agua subterránea se observó en la mayoría de las juntas abiertas y fisuras durante períodos de poco caudal de agua en el canal.
- Hasta la fecha de construcción del Dique, el estado de las losas era bueno y la primera reparación se hizo en el año 1973. Las condiciones del microclima, en especial en las losas de fondo que estuvieron expuestas a condiciones de humedecimiento y secado como consecuencia de la variación en el nivel freático, contribuyó al deterioro prematuro. Se generó un gradiente de humedad en el espesor de la losa de hormigón, entre la superficie inferior que queda en contacto con el suelo húmedo y la superficie superior, que en épocas de sequía queda expuesta a un ambiente seco. Esta situación puede provocar un alabeo de losas con levantamiento de esquinas.



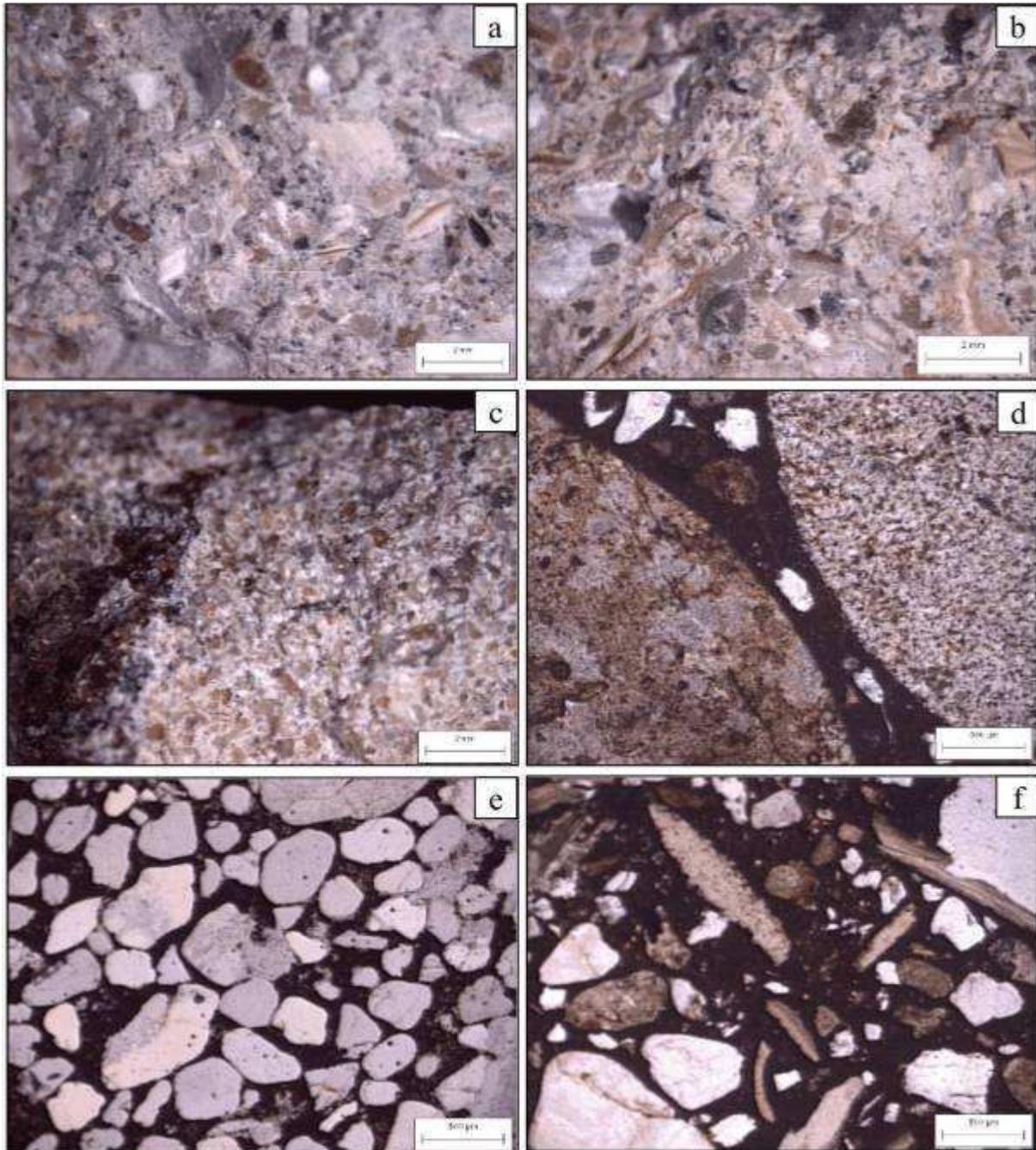
**Lámina 4.1:** Relevamiento del canal aliviador Maldonado.

- a:** losas de fondo desplazadas de su plano.
- b:** losa lateral fracturada y crecimiento de vegetación en la solera del canal.
- c:** losa lateral fracturada.
- d:** losas de fondo arrastradas por la corriente.
- e y f:** losas laterales reparadas en octubre de 2004.



**Lámina 4.2:** Canal Maldonado en distintas épocas.

- a:** crecimiento de vegetación en losas de fondo, año 1968.
- b:** reducción de la sección de canal debido a la vegetación crecida, año 1970.
- c:** reparación de las losas de fondo en el sector del vertedero, año 1973.
- d:** reparación de losa lateral, año 1987.
- e:** funcionamiento del vertedero a caudal pleno, año 1966.
- f:** zona de resalto, año 1957.



**Lámina 4.3:** Petrografía.

- a:** hormigón en buen estado de conservación correspondiente a la losa de fondo (CR).
- b:** hormigón de la losa lateral (CR) poroso, con abundante desarrollo de ettringita y carbonato de calcio.
- c:** hormigón bien compacto de la losa de fondo (PP).
- d:** contacto neto entre dos clastos de rocas volcánicas y el mortero en la losa de fondo (CR).
- e:** vista general del mortero en buen estado de conservación de la losa de fondo (PP).
- f:** contenido abundante de componentes líticos y valvas carbonáticas en el hormigón de la losa lateral (CR).

#### 4.1.2 Estructura Centro Cívico



La estructura conocida como “Centro Cívico”, fue construida en 1968 por la Universidad Nacional del Sur, con la idea de instalar allí su biblioteca central y el Departamento de Humanidades. Es de hormigón armado con dos subsuelos, planta baja y nueve pisos. Apenas terminado el esqueleto de hormigón, se canceló el proyecto y se cedió la obra a la provincia de Buenos Aires, que, de común acuerdo con el municipio, planteó materializar en el lugar un Centro Cívico destinado a oficinas públicas y actividades culturales.

Se realizó un relevamiento para constatar el estado de conservación de la estructura. Las vigas, losas y columnas internas del edificio se encontraban en buen estado de conservación, teniendo en cuenta el tiempo transcurrido desde su ejecución (Lámina 4.4.a). Aquellas zonas que sufrieron la acción del escurrimiento del agua de lluvia, por ejemplo las vigas del hueco de la escalera, mostraban signos de un proceso de corrosión avanzado (Lámina 4.4.b). Las losas en donde se acumulaba el agua, sufrieron un desprendimiento del hormigón de recubrimiento, dejando a la armadura de refuerzo expuesta (Lámina 4.4.c). En algunos sectores se evidenció el intento de remediar parcialmente dicha situación mediante el colado de un mortero cementiceo (Lámina 4.4.d). En el subsuelo se pudo constatar la acumulación de agua y residuos sobre las bases de las columnas (Lámina 4.4.e).

Se calaron testigos en columnas y losas, de 10 cm de diámetro y altura variable entre 16 y 29 cm, según los diferentes elementos estructurales relevados, y se acondicionaron para el ensayo de resistencia a la compresión. Los resultados se detallan en la tabla 4.2. Al momento de la extracción de los testigos N°1 y N° 2, se evidenció un zunchado de hormigón simple de aproximadamente 6 cm de espesor. En el caso particular del testigo N°1, dicha zona se desprendió al momento de calado, ya que estaba pobremente adherida a la sección original (Lámina 4.4.f), por lo cual debió descartarse para el ensayo de resistencia a la compresión. Los resultados del ensayo de densidad, absorción y porosidad, según lo establecido en la norma ASTM C642-97 se detallan en la tabla 4.3.

**Tabla 4.2:** Resistencia a compresión

Testigo	Resistencia a compresión (MPa)
1 (columna zunchada subsuelo)	----
2 (columna zunchada subsuelo)	17,8
3 (columna interna)	20,8
4 (columna interna)	23,3
5 (columna interna)	24,5
6 (columna externa)	26,3
7 (losa con acumulación de agua)	23,9
8 (losa central)	24,6
9 (losa cercana perímetro ext.)	26,3
10 (losa cercana hueco escalera)	22,2

**Tabla 4.3:** Densidad, absorción y porosidad

Testigo	Densidad (g/cm <sup>3</sup> )	Absorción (%)	Porosidad (%)
1 (columna zunchada subsuelo)	2,39	7,1	18,5
2 (columna zunchada subsuelo)	2,38	7,4	19,3
3 (columna interna)	2,35	6,8	18,1
4 (columna interna)	2,37	6,5	16,9
5 (columna interna)	2,44	5,3	13,5
6 (columna externa)	2,45	6,1	15,2
7 (losa con acumulación de agua)	2,43	3,7	11,3
8 (losa central)	2,37	5,7	13,8
9 (losa cercana perímetro ext.)	2,43	4,1	11,8
10 (losa cercana hueco escalera)	2,39	4,6	12,5

Se midió la profundidad del frente carbonatado mediante pulverización con fenolftaleína en solución alcohólica al 1%, sobre la superficie del hormigón recientemente expuesta.

Mediante la ecuación de la raíz cuadrada del tiempo:

$$d = k_c \cdot \sqrt{t}$$

se calculó la constante de carbonatación ( $K_C$ ) teniendo en cuenta la edad de la estructura en años ( $t$ ) y la profundidad de carbonatación en milímetros ( $d$ ) medida en los testigos (Tabla 4.4).

**Tabla 4.4:** Profundidad y constante de carbonatación

Testigo	d (mm)	$K_C$ (mm/año <sup>0,5</sup> )
1 (columna zunchada subsuelo)	45	6,94
2 (columna zunchada subsuelo)	40	6,17
3 (columna interna)	31	4,63
4 (columna interna)	38	5,86
5 (columna interna)	30	4,63
6 (columna externa)	28	4,32
7 (losa con acumulación de agua)	15	2,31
8 (losa central)	22	3,39
9 (losa cercana perímetro ext.)	20	3,09
10 (losa cercana hueco escalera)	19	2,93

Una vez obtenida la constante  $K_C$ , se graficó el avance del proceso de carbonatación en función del tiempo para cada una de las muestras. En la figura 4.4 se observa el progreso del frente carbonatado de las columnas y losas estudiadas, con sus respectivos espesores de recubrimiento.

En la mayoría de los testigos extraídos de losas se puede apreciar el lento progreso de la carbonatación (constantes de carbonatación en el orden de 3 mm/año<sup>0,5</sup>) pero a la vez, el escaso recubrimiento genera un prematuro inicio en la despasivación de las armaduras a partir de los 12 años de edad. Por otro lado, en la mayoría de las columnas interiores con constantes de carbonatación superiores, el considerable recubrimiento impide que el frente carbonatado llegue a las armaduras luego de 43 años de vida en servicio. Algo similar sucede

con las columnas del subsuelo. En la figura 4.5 se puede apreciar la correlación entre porosidad y profundidad de carbonatación, medidas en los diferentes elementos estructurales.

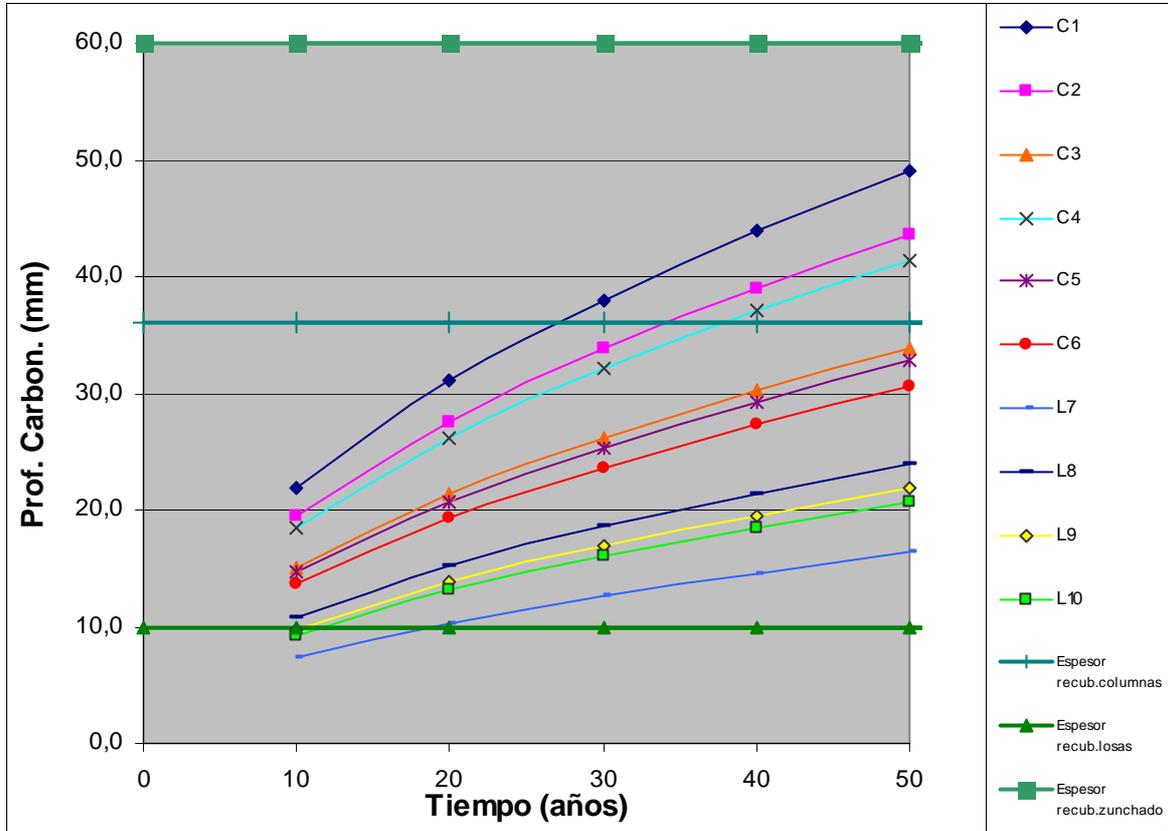


Figura 4.4: Progreso de la carbonatación.

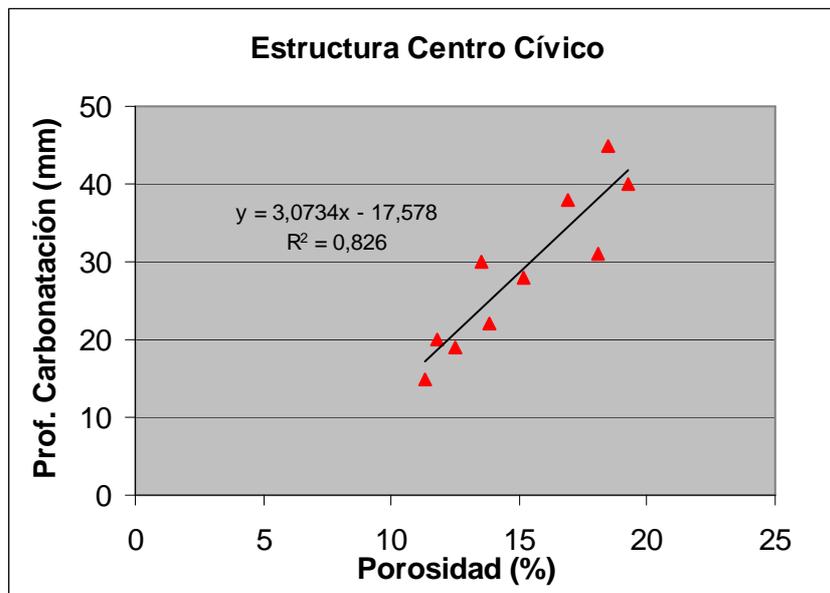


Figura 4.5: Relación entre porosidad y profundidad de carbonatación

Se observa una tendencia en relación a los mayores valores de profundidad de carbonatación y los hormigones de mayor porosidad.

En algunos elementos estructurales se observó la presencia de agentes biológicos colonizando la superficie expuesta del hormigón (Lámina 4.5.a y 4.5.b). Mediante raspado se obtuvieron muestras para la identificación de las diversas especies encontradas y evaluar el biodeterioro producido (Lámina 4.5.c). Se realizaron secciones delgadas transversales del hormigón para ser analizadas con microscopio de polarización.

Uno de los agentes biológicos encontrados se identificó como *Caloplaca citrina*, liquen que crece habitualmente sobre la superficie del hormigón. El talo es de color amarillo, con apotecios sésiles, color naranja (Lámina 4.5.d). Además se identificó *Pellia sp.*, briófito de la Clase *Hepaticae*. Entre y sobre los filoides de *Pellia* se hallaron numerosos filamentos del alga verde *Klebsormidium sp.* (Lámina 4.5.e y 4.5.f).

Con microscopio electrónico de barrido sobre la muestra de la *Caloplaca citrina*, se observaron hifas, filamentos del hongo, que penetran en el sustrato sólo hasta 2 mm (Lámina 4.6.a). En el caso de la *Pellia sp.*, no se observaron rizoides penetrando la capa superficial del hormigón (Lámina 4.6.b).

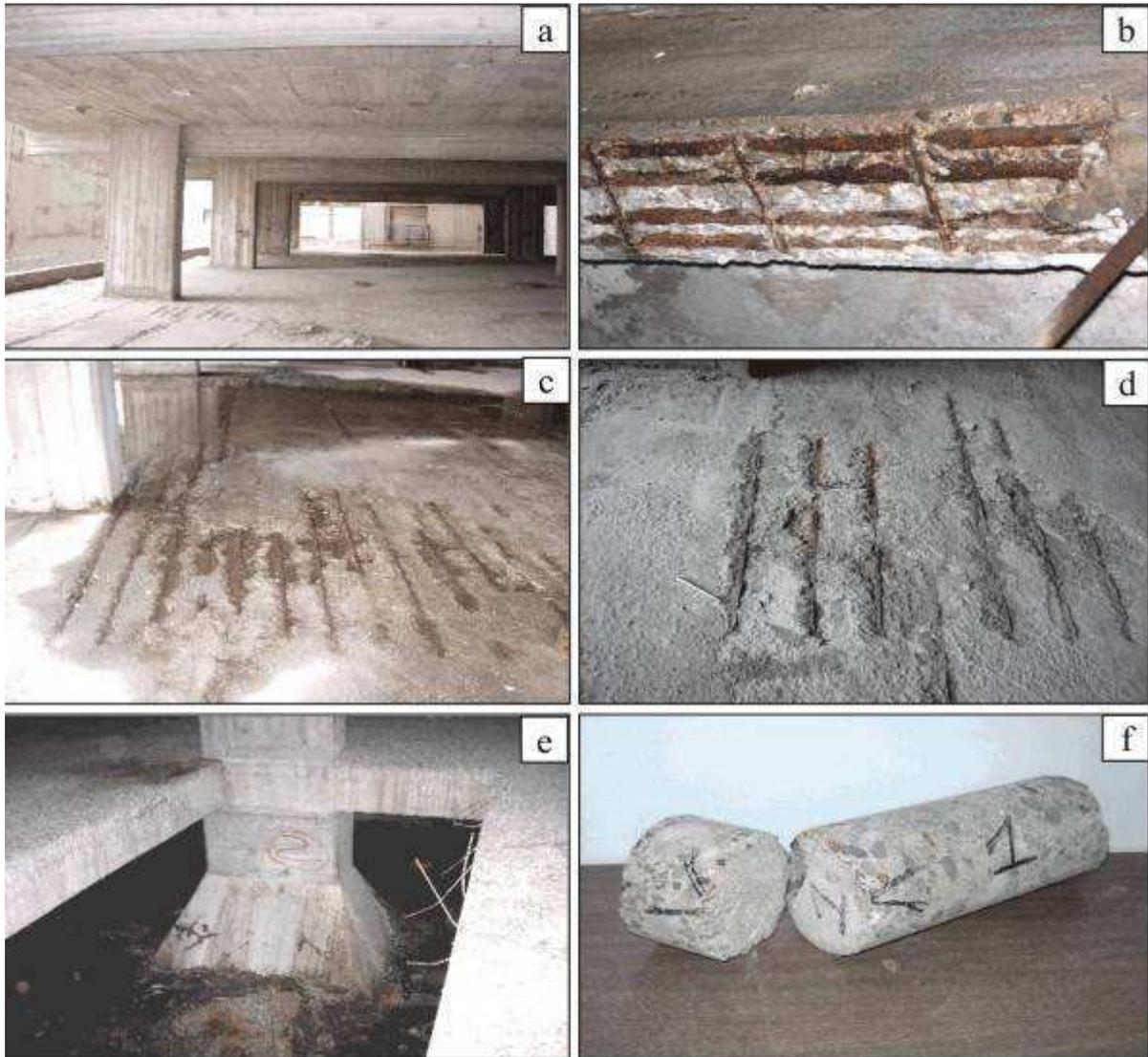
Otro agente de deterioro de gran importancia, es la acumulación de deposiciones que algunas aves dejaron sobre las losas provocando el correspondiente ataque ácido, reteniendo humedad y favoreciendo el desarrollo de bacterias que a su vez corroen al hormigón (Lámina 4.6.c). En la obra en estudio se comprobó que el material estaba tan degradado que quedaba a la vista la armadura de refuerzo (Lámina 4.6.d).

Mediante microscopía de polarización sobre secciones delgadas, se observó la presencia del hongo afectando al mortero sólo en la parte superficial (Lámina 4.6.e). El resto se presenta en excelente estado de conservación. No hay microfisuramiento. Los contactos agregado-mortero son netos. El agregado fino está constituido por una arena natural, en cuya composición petrográfico-mineralógica participan las rocas volcánicas con pastas vítreas, valvas carbonáticas, cuarzo, rocas graníticas y vidrio volcánico fresco (Lámina 4.6.f).

## **Análisis de los resultados**

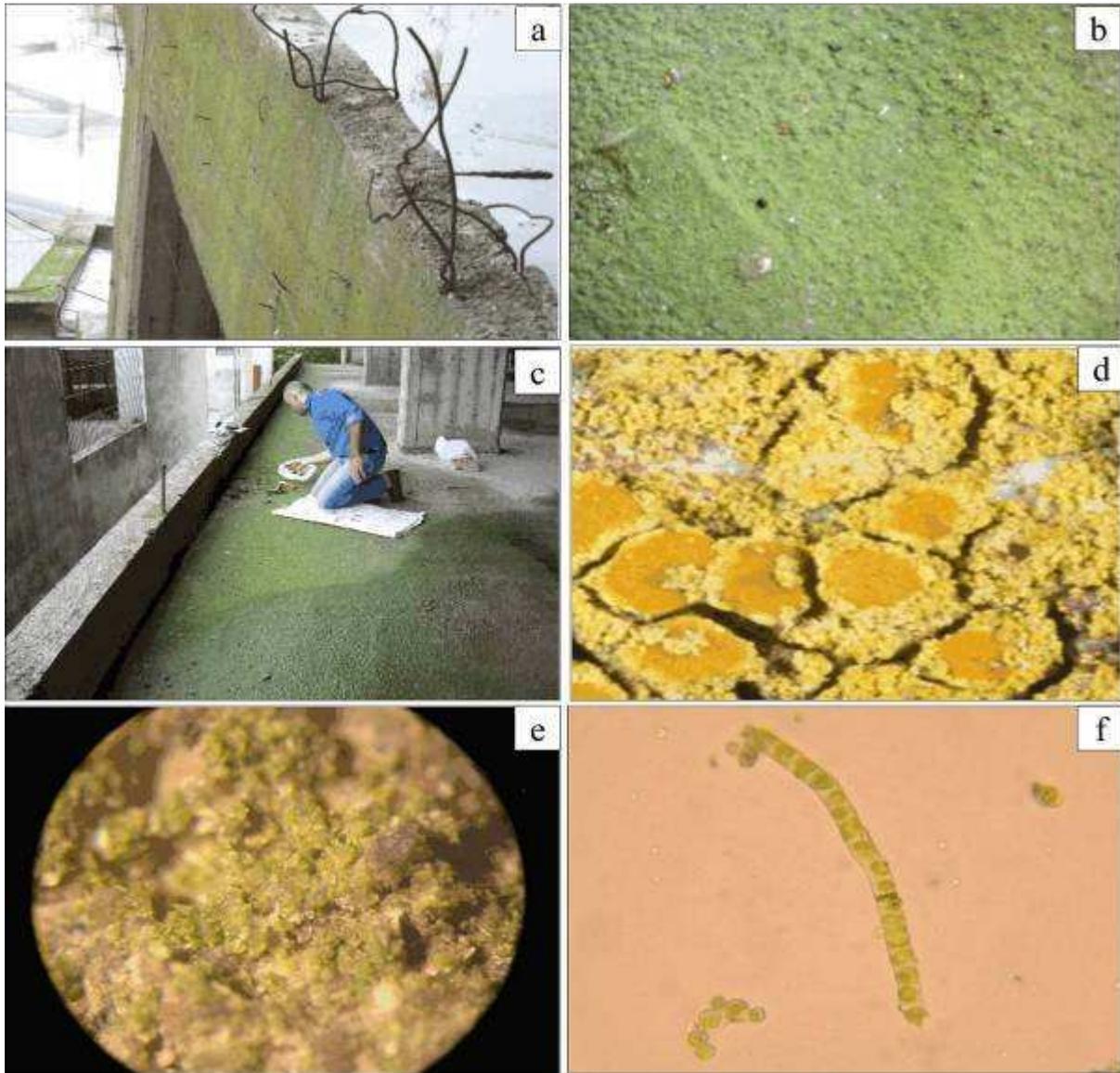
- El deterioro en el hormigón de la estructura se atribuye a fallas en la ejecución de la obra y a la falta de mantenimiento, debido al abandono de la estructura por más de 40 años.
- Los valores de resistencia a la compresión, para los elementos estructurales estudiados no arrojan diferencias significativas, mientras que la profundidad de carbonatación sí. Suponiendo un mismo tipo de calidad resistente de hormigón, se puede concluir que el microclima es la variable que más afecta el avance de la carbonatación, en particular, el contenido de humedad que rodea a la superficie del hormigón.
- Los hormigones de las columnas del subsuelo, resguardadas del agua de lluvia, presentaron los valores más elevados de profundidad de carbonatación, aunque la armadura no presentó signos de corrosión dado el recubrimiento que tienen dichas columnas luego de la reparación mediante el zunchado y la mínima disposición de humedad. En comparación con los hormigones de losas (en algunas con acumulación de agua de lluvia), las columnas interiores presentaron valores de penetración mayores. Sin embargo el proceso de corrosión más avanzado se dio en las losas debido al escaso recubrimiento de sus armaduras y a la presencia de humedad constante.
- La elección de los materiales y el proyecto de las mezclas fue el adecuado para esta estructura, pero una falla en el cálculo o un cambio de destino en el proyecto original, generó la necesidad de aumentar la sección de ciertas columnas mediante un zunchado para cubrir algún requerimiento estructural. A causa de una mala ejecución en las tareas de reparación, el hormigón de esta nueva capa quedó pobremente adherida a la sección original.
- La exposición del esqueleto de hormigón al medio ambiente debido a la ausencia de cerramientos, permitió que algunas zonas se encontraran sometidas a ciclos de humedecimiento-secado con circulación de agua de lluvia por la superficie de vigas y acumulación de agua en algunas losas. Esto provocó la corrosión de las armaduras de refuerzo y la consecuente fisuración, delaminación y desprendimiento del hormigón de recubrimiento.

- El deterioro por corrosión se observó especialmente en vigas ubicadas en cercanías al hueco de escalera, mientras que las vigas protegidas del escurrimiento del agua de lluvia se encontraron en buenas condiciones.
- Se identificaron tres agentes biológicos colonizando la superficie del hormigón: un líquen crustoso, *Caloplaca citrina*, una briófita de la Clase Hepaticae, *Pellia sp.* y filamentos de un alga verde, *Klebsormidium sp.* Estos organismos degradan superficialmente a los materiales cementíceos sin comprometer el comportamiento en servicio de la estructura.
- La falta de mantenimiento, en especial la tarea de limpieza, permitió la acumulación de detritus de aves y el correspondiente ataque ácido al hormigón.



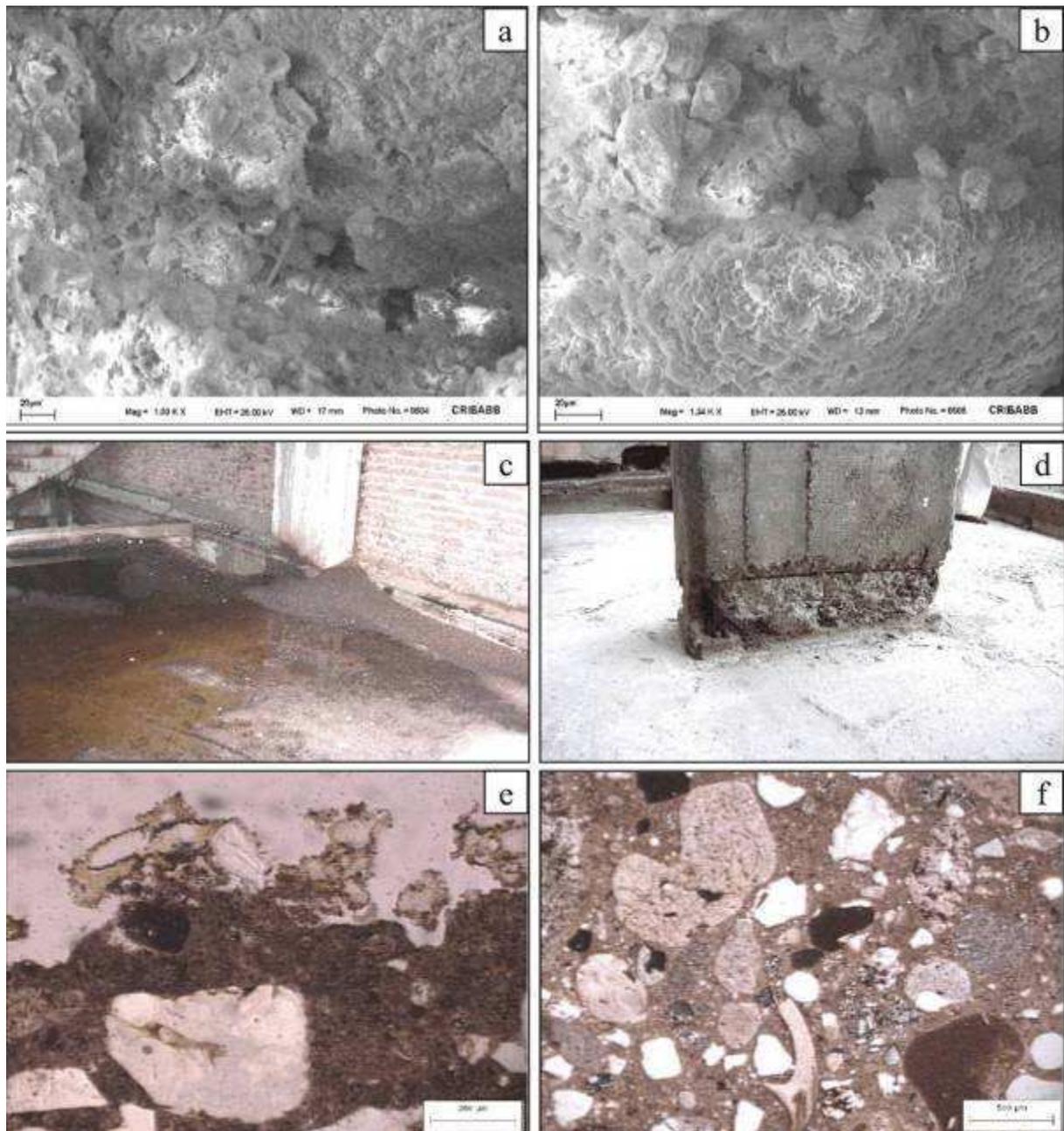
**Lámina 4.4:** Relevamiento del edificio Centro Cívico.

- a:** vigas, losas y columnas internas, en buen estado de conservación.
- b:** avanzado proceso de corrosión en las armaduras de las vigas del hueco de escalera.
- c:** armadura de refuerzo expuesta en las losas donde se acumula agua de lluvia.
- d:** evidencias de reparaciones parciales mediante colado de mortero cementiceo.
- e:** acumulación de agua y residuos en contacto con las bases de columnas.
- f:** desprendimiento del zunchado de hormigón simple al momento del calado del testigo N°1.



**Lámina 4.5:** Biodeterioro.

- a y b:** agentes biológicos colonizando la superficie expuesta del hormigón en vigas y losas.  
**c:** obtención de muestras mediante raspado.  
**d:** líquen crustoso identificado como *Caloplaca citrina*.  
**e y f:** filamentos de un alga verde identificada como *Klebsormidium sp.*



**Lámina 4.6:** Biodeterioro y petrografía.

- a:** *Caloplaca citrina* vista con microscopio electrónico de barrido (SEM), se observan las hifas penetrando el sustrato cementíceo.
- b:** *Pellia sp.* observada con SEM.
- c:** acumulación de detritus afectando losas y columnas.
- d:** base de columna degradada por ataque ácido.
- e:** sobre secciones delgadas se observó la presencia del hongo afectando la parte superficial del mortero.
- f:** hormigón en perfecto estado de conservación, lejos de la superficie colonizada.

### 4.1.3 Pavimentos urbanos

Las fallas que generalmente presentan los pavimentos rígidos no se deben exclusivamente a un mal diseño, pueden ser causadas por diversos factores: deficiencias en los procedimientos de construcción, materiales que no cumplen con los requisitos de calidad, por ejemplo el uso de agregados reactivos frente a la RAS, mantenimiento inadecuado de juntas, condiciones del medio ambiente no previstas, etc. Un factor importante a considerar con relación a las tensiones de la losa y a la durabilidad del pavimento es el diseño de las juntas en lo relativo a su espaciamiento, tipo y dimensiones.

Los pavimentos de hormigón bien proyectados y construidos necesitan poco trabajo de mantenimiento, pero es imprescindible que éste se realice en forma periódica y constante porque de lo contrario, una pequeña falla inicial, reparable a poco costo, se convertirá en un daño progresivo que encarecerá los trabajos de remediación. La conservación normal de los pavimentos de hormigón consiste, fundamentalmente, en el sellado de juntas, tanto de contracción como de dilatación.

Las juntas de contracción tienen como función básica la de controlar la formación de grietas y/o fisuras derivadas de la retracción del hormigón en su proceso de endurecimiento. Cuando la losa se contrae uniformemente por una disminución de su temperatura media o de su contenido de humedad, aparecen, por roce con la subrasante, tensiones de tracción. Colocando juntas transversales a distancias apropiadas, estas tensiones quedan reducidas a límites admisibles. Las juntas de contracción pueden ser construidas en el hormigón fresco o endurecido, mediante aserrado de una ranura en la parte superior de la calzada, de una profundidad entre un cuarto y un sexto del espesor de la losa. De tal manera que cuando el pavimento se contrae, la fisura se produce en correspondencia con la junta, es decir, se controla la ubicación de las posibles grietas transversales. Considerando que las juntas de dilatación no existen o se tienden a separar excesivamente, se deben proyectar juntas de contracción a poca distancia. En general, el distanciamiento recomendado, para pavimentos sin armar es de 4 a 6 m.

Las juntas de dilatación o expansión están constituidas por una interrupción en la continuidad del hormigón que comprende todo el espesor de la losa, de manera de proveer espacio suficiente para que el pavimento dilate. Todas las juntas deben sellarse para evitar que el agua

superficial infiltre en el suelo de la subrasante con el consecuente debilitamiento de su poder portante. En caminos de tránsito pesado y con bases formadas por suelos con predominio de arcillas o limos, la presencia de agua en la superficie de la subrasante es causa del “bombeo” de las losas, con su posterior asentamiento y rotura. El sellado evita también que material granular no compresible, se introduzca dentro de las cavidades de las juntas, generando tensiones localizadas en el hormigón cuando éstas tienden a cerrarse por dilatación.

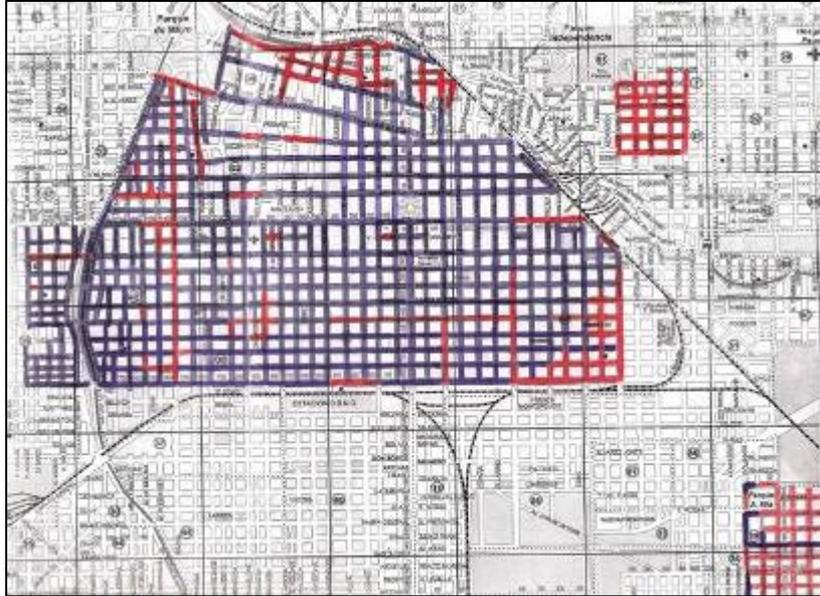
#### 4.1.3.1 Estudio estadístico



En el año 2005, la Municipalidad de Bahía Blanca, a través de un convenio con la Universidad Nacional del Sur, encomendó realizar un relevamiento en varios sectores de la ciudad, con el fin de analizar las posibles causas del avanzado deterioro que presentaban los pavimentos de hormigón y los asfálticos. En el caso particular de los pavimentos rígidos, se recavaron datos sobre la edad de construcción, espesor de losa, características de la base, se evaluó el estado de conservación de losas (fisuras, grietas, levantamientos) y de las juntas de contracción y dilatación.

A partir de los datos obtenidos se realizó un análisis estadístico. Se puso énfasis en el estado que presentan los pavimentos rígidos relacionando el grado de deterioro con la falta de juntas de dilatación y contracción y en estas últimas, el estado de conservación. Se evaluaron las principales patologías observadas y se relacionó además con la edad de la obra.

Se relevaron 291 cuadras de pavimento rígido de diferentes sectores de la ciudad de Bahía Blanca, que se muestran en la figura 4.6.



**Figura 4.6:** Mapa del sector estudiado de la ciudad de Bahía Blanca. Las calles en color rojo corresponden a los pavimentos rígidos y las de color azul a los flexibles

En el relevamiento se consideraron los siguientes parámetros:

1. Superficie de losas deterioradas, que a su vez se calificaron en: superficie de losas a reconstruir y de losas a reparar. En el primer caso, se incluyeron aquellas en que el grado de deterioro no permitía una reparación parcial y debía ser reemplazado totalmente el paño dañado. En el segundo caso, solo era necesario una simple reparación en una pequeña superficie de la losa. Con estos valores se calcularon los porcentajes de superficie a reconstruir (% rec) y a reparar (% rep), referidos a la superficie total pavimentada.
2. Juntas de contracción (jc). En esta variable se consideró el estado de conservación de las mismas (bueno, regular, malo) y el porcentaje de juntas tomadas (selladas) referido a la longitud total de juntas.
3. Existencia de juntas de dilatación (jd).
4. Año de realización de la obra (edad). Esta variable se pudo determinar en 236 calles.
5. Espesor de losa.
6. Características de la base.

Se calcularon porcentajes de calles construidas en pavimento rígido por décadas, porcentajes totales de superficie a reconstruir y a reparar en función de la superficie total pavimentada, porcentaje total de juntas tomadas (selladas) referido a la longitud total de juntas con su correspondiente análisis del estado de conservación y por último, porcentaje total de juntas de dilatación existentes.

Se realizó un estudio estadístico por el método de componentes principales [Jonson y Wichern, 1982], que consiste en simplificar la estructura de las variables, a partir de la construcción de una matriz de covarianza o correlación. Se definen nuevas variables basándose en esa matriz, que son combinación lineal de las originales, de forma tal que cada una concentre la mayor variabilidad y sean linealmente independientes.

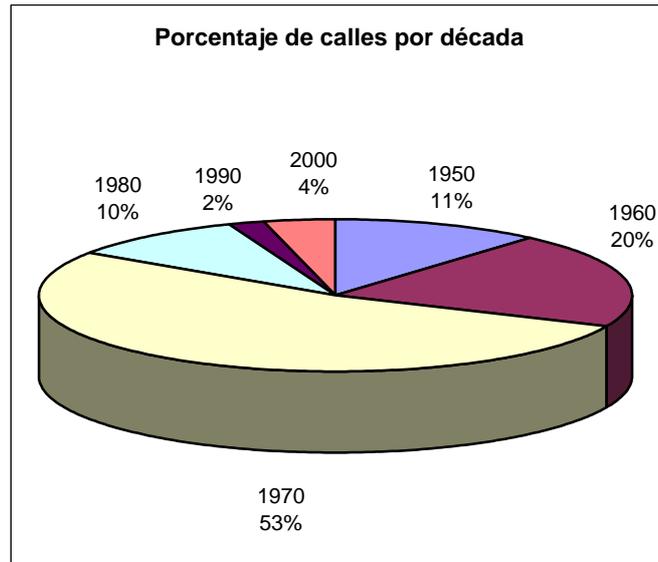
Se utilizó una matriz de correlación para darle el mismo peso a todas las variables, ya que los datos tienen unidades diferentes. Se calcularon los autovalores y autovectores de dicha matriz, los porcentajes de reconstrucción del modelo para cada componente y para cada variable y se volcaron en un gráfico.

Para los estudios estadísticos se trabajó con 236 muestras, a fin de poder incorporar el año de ejecución dentro de las variables. Se realizó en forma separada el mismo estudio con las calles de las que no se tenía la edad como dato (total 55 cuadras).

En la tabla A2.1 del Anexo 2, se resumen los datos de las 236 cuadras relevadas, de las cuales se dispone de la edad como variable.

Debido a que no se pudo acceder a la información de la edad de un importante sector de los pavimentos relevados, se separaron los datos y se realizó el mismo estudio estadístico para un grupo de 55 cuadras. En la tabla A2.2 en el Anexo 2, se muestran los datos correspondientes.

Las losas relevadas presentaron espesores entre 15 y 17 cm. La mayoría de las bases estaban conformadas por suelo compactado, tosca cemento (10 cm) y estabilizado granular compactado. Un primer análisis se hizo sobre la edad de las muestras. Las calles se agruparon por década de construcción (236 calles relevadas) y el resultado se puede observar en la figura 4.7.



**Figura 4.7:** Porcentaje de calles construidas por décadas

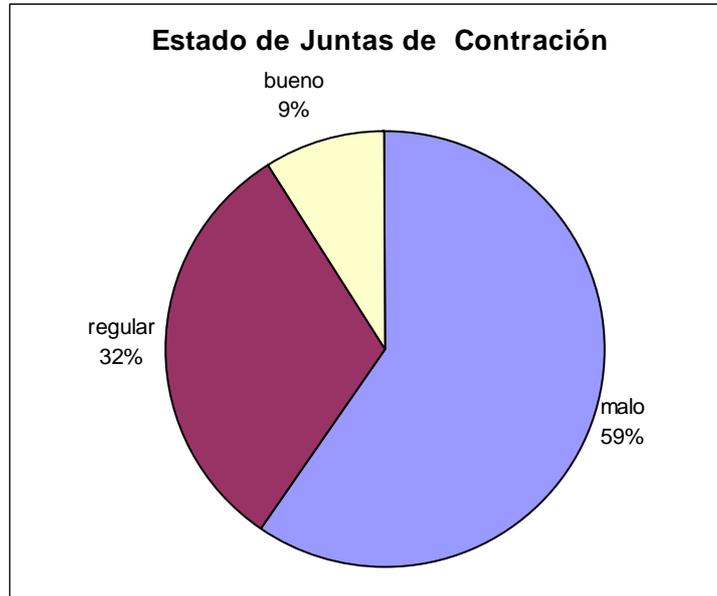
Del relevamiento efectuado se observó: desarrollo de fisuras, grietas, hundimiento y levantamiento de losas, ausencia de material sellador entre paños contiguos de losas con el consecuente crecimiento de vegetación en juntas y/o relleno de material granular, desgaste por abrasión superficial, cortes transversales debidos a cruces de servicios. En estos últimos, se comprobó que luego de efectuado los cortes y el posterior emplazamiento de las cañerías, no se efectuaron las reparaciones apropiadas del pavimento, generándose discontinuidades y asentamientos diferenciales (Lámina 4.7).

Para cada calle se calculó la superficie que presentaba las patologías mencionadas en el párrafo anterior y según el grado de desarrollo, se calcularon los porcentajes de losas a reconstruir (12,8 %) y a reparar (5,1 %), referidos a la superficie total pavimentada, en las 291 calles relevadas. Se verificó la existencia de juntas de dilatación en ambas bocacalles de cada cuadra relevada. Los resultados se resumen en la tabla 4.5.

**Tabla 4.5:** Existencia de juntas de dilatación

Jd	Nº calles	% calles
No existe	152	52
1	61	21
2	78	27
Total	291	100

El porcentaje total de juntas tomadas (selladas) referido a la longitud total de juntas, es de 28,6%. El correspondiente análisis del estado de conservación se muestra en la figura 4.8.



**Figura 4.8:** Estado de juntas de contracción

#### Estudio estadístico por el método de componentes principales:

1. Se incluyeron las 236 calles de las que se conoce el año de construcción: A partir de los datos de la tabla A2.1, se elaboró una matriz de correlación cuyos valores se indican en la tabla 4.6 y se calcularon los autovalores y autovectores de dicha matriz.

**Tabla 4.6:** Matriz de correlación

	rec.	rep.	jc	jet	Jd
rec.	1,00000	0,05814	- 0,25520	- 0,18865	- 0,08456
rep.	0,05814	1,00000	- 0,22277	- 0,20938	- 0,13664
Jc	- 0,25520	- 0,22277	1,00000	0,81429	0,07683
Jet	- 0,18865	- 0,20938	0,81429	1,00000	0,05933
Jd	- 0,08456	- 0,13664	0,07683	0,05933	1,00000

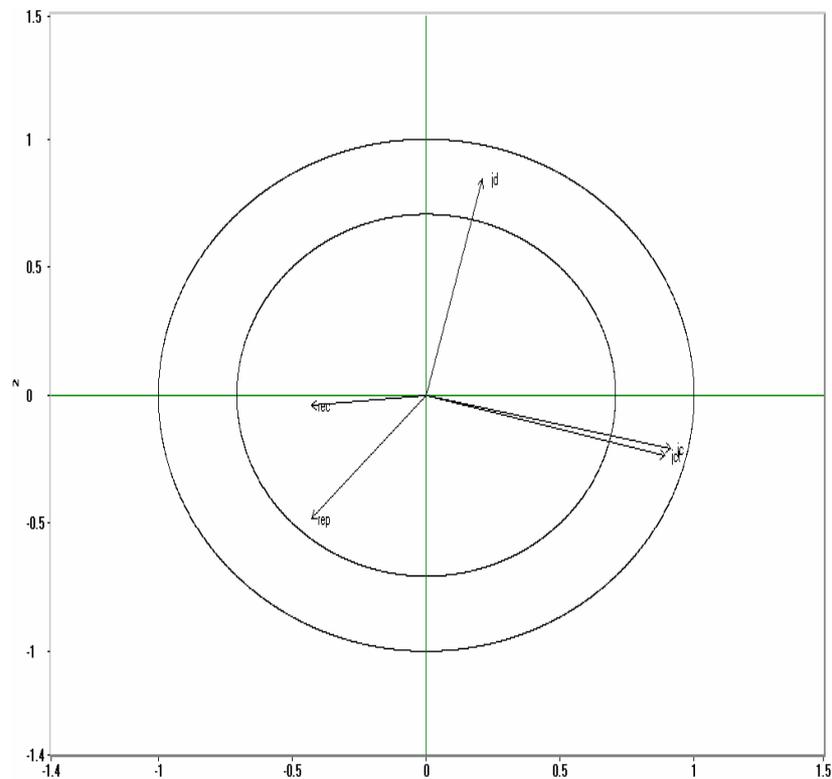
Los autovalores de la matriz de correlación son: 2,03766; 1,04625; 0,93461; 0,79886 y 0,18261. El porcentaje de varianza asociado a las tres primeras componentes principales (CP) es del 80 %, por lo que se resolvió trabajar con estas tres. De la observación de la correlación de las variables con las tres primeras CP (Tabla 4.7) puede decirse que la primer CP

representa que existe una relación inversa entre los pavimentos con juntas de contracción tomadas y en buen estado, con respecto a las losas deterioradas (a reconstruir y reparar). Esto representa el 41 % de la varianza total del modelo. La segunda CP está dada principalmente por las juntas de dilatación (jd) que se relacionan en forma inversa con las losas a reparar. Esta componente representa el 21 % de la varianza total. La tercera componente está dada por las losas a reconstruir y representa el 18 % de la varianza.

**Tabla 4.7:** Correlación entre las variables y las primeras tres componentes principales

Variable	1 CP	2 CP	3 CP
rec.	- 0,42760	- 0,04076	0,79544
rep.	- 0,42744	- 0,48033	- 0,49497
jc	0,91242	- 0,20795	0,06082
jct	0,89199	- 0,23577	0,12715
jd	0,20968	0,84560	- 0,19241

En la figura 4.9 se muestra la relación de las variables y los porcentajes de reconstrucción de cada una que son: rec: 81,70 %; rep: 65,80 %; jc: 87,90 %; jct: 86,74 % y jd: 79,60 %.



**Figura 4.9:** Gráfico de las variables

En la figura 4.10 se graficaron las calles en el plano de las dos primeras componentes principales. El eje de abscisas corresponde a la primera CP y el eje de ordenadas a la segunda CP. Se representó con color las diferentes décadas en que fueron construidos los pavimentos. Estos son: negro para los pavimentos construidos en la década del '40; verde: '50; rojo: '60; azul: '70; marrón: '80; rosa: '90 y amarillo: '00. Las muestras con valores positivos de la primer componente son las que mejor estado presentan (juntas de contracción tomadas y en buen estado) mientras que las que tienen los valores menores son las más deterioradas y a su vez las que no tienen juntas de contracción y/o se encuentran en mal estado de conservación. Los mayores valores de la segunda CP corresponden a las calles que tienen juntas de dilatación. Del gráfico se desprende que no existe una relación entre el deterioro y la fecha de construcción, ni vinculado con las juntas de dilatación. Hay pavimentos deteriorados construidos después del año 2000 y sanos de la década del '50 y viceversa. El deterioro está relacionado con la presencia de juntas de contracción y su estado de conservación.



**Figura 4.10:** Grafico de las calles en el plano de las dos primeras CP

2. Se incluyeron las 55 calles de las que no se conoce el año de construcción: A partir de los datos de la tabla A2.2 se elaboró una matriz de correlación cuyos valores se indican en la tabla 4.8 y se calcularon los autovalores y autovectores de dicha matriz.

**Tabla 4.8:** Matriz de correlación

	<b>rec.</b>	<b>rep.</b>	<b>jc</b>	<b>jct</b>	<b>Jd</b>
<b>rec.</b>	1,00000	0,12438	- 0,03983	- 0,34821	0,08234
<b>rep.</b>	0,12438	1,00000	- 0,18008	- 0,23390	0,22746
<b>Jc</b>	- 0,03983	- 0,18008	1,00000	0,73831	- 0,10174
<b>Jct</b>	- 0,34821	- 0,23390	0,73831	1,00000	- 0,15359
<b>Jd</b>	0,08234	0,22746	- 0,10174	- 0,15359	1,00000

Las tres primeras componentes representan el 80,7 % de la varianza total.

En la tabla 4.9 se muestra la correlación entre las variables y las tres primeras CP. Los resultados son similares a los obtenidos en el estudio anterior. La primer CP indica que existe una relación directa entre las juntas de contracción tomadas y el estado de conservación de las mismas. Las variables mencionadas se relacionan en forma inversa con las losas a reparar y reconstruir. Esta componente representa el 40,2 % de la varianza total. La segunda componente está dada por las juntas de dilatación y con menos peso, por las losas a reparar. Esta componente tiene asociado el 22 % de la varianza. La tercera componente representa las losas a reconstruir, con el 18,5 % de la varianza.

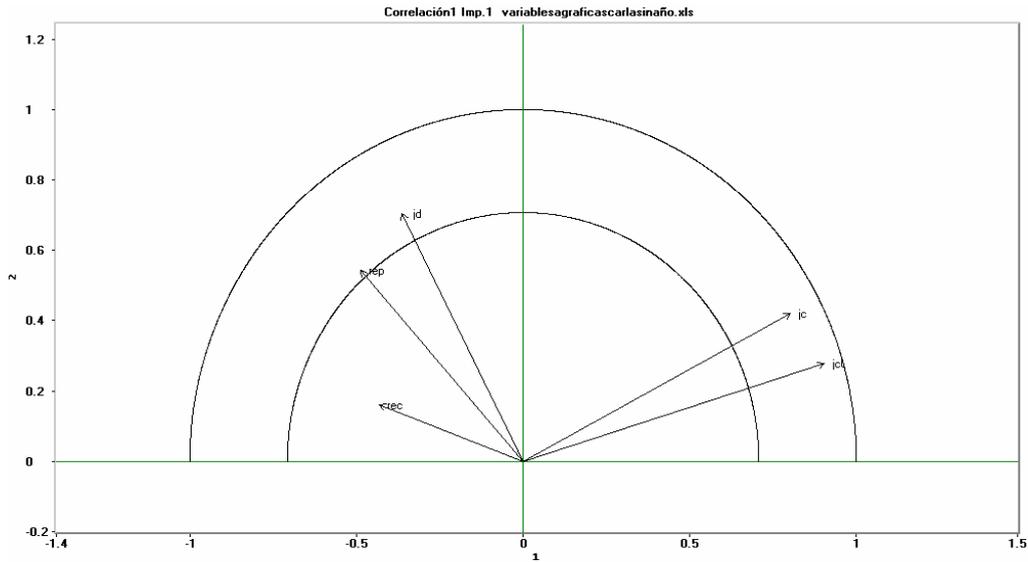
**Tabla 4.9:** Correlación entre las variables y las primeras tres componentes principales

<b>Variable</b>	<b>1 CP</b>	<b>2 CP</b>	<b>3 CP</b>
<b>rec.</b>	- 0,43228	0,15984	0,87764
<b>rep.</b>	- 0,48672	0,54242	- 0,16052
<b>jc</b>	0,80018	0,42114	0,31445
<b>jct</b>	0,90219	0,27919	- 0,04388
<b>jd</b>	- 0,36279	0,70498	- 0,24596

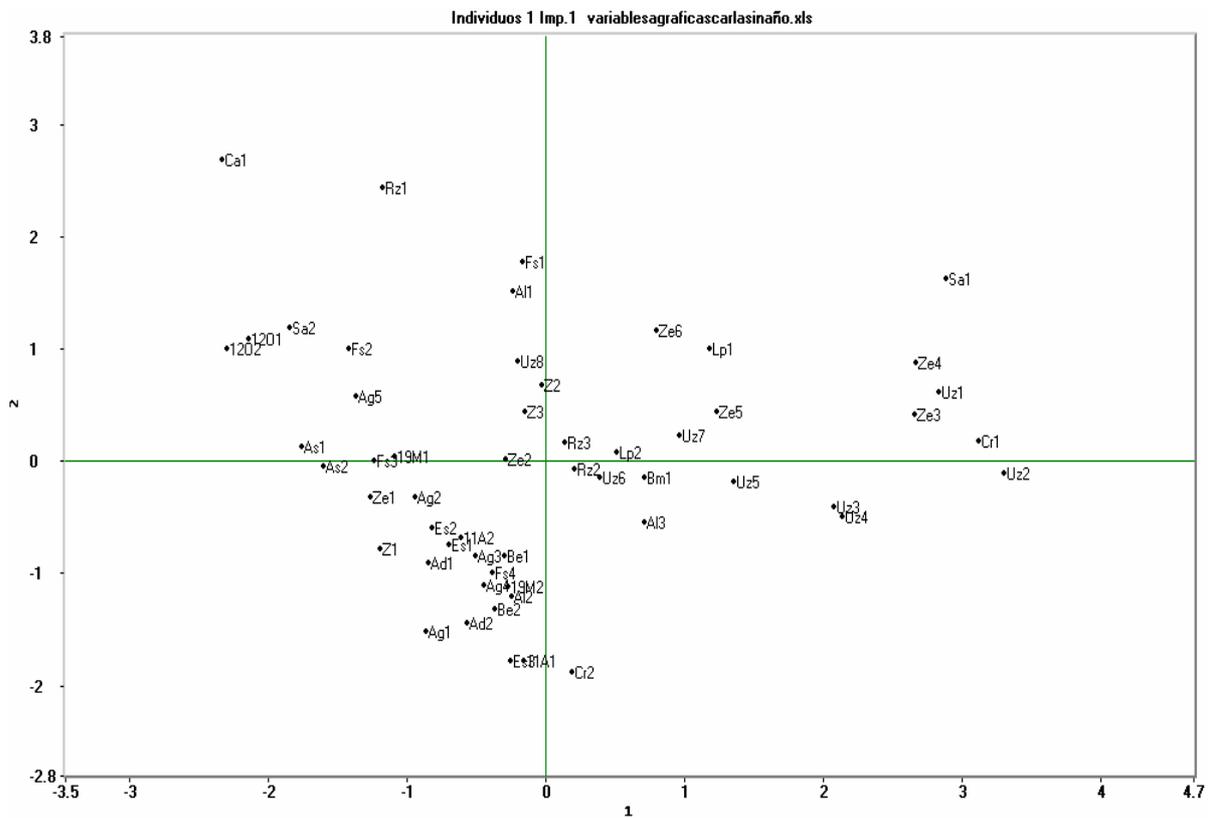
El porcentaje de reconstrucción de cada variable, utilizando las primeras tres CP es: rec.: 98,27 %; rep.: 55,69 %; jc: 91,65 %; jct: 89,38 % y jd: 68,91 %.

En la figura 4.11 se muestra la relación de las variables en el plano de las dos primeras CP. En la figura 4.12 se representan las calles en el plano de las dos primeras componentes.

Del análisis de los gráficos se observa un comportamiento similar al estudio anterior. El deterioro de los pavimentos se relaciona con la falta de juntas de contracción y/o su mal estado de conservación.



**Figura 4.11:** Gráfico de las variables en el plano de las dos primeras CP



**Figura 4.12:** Gráfico de las calles en el plano de las dos primeras CP

### Estudios petrográfico-mineralógicos

Se tomaron muestras de hormigones de cuatro sectores de la ciudad, de diferente edad y con distinto grado de deterioro, con el propósito de realizar un estudio que permita establecer

alguna relación entre el estado de conservación, la composición petrográfico-mineralógica y el ambiente.

Se puso especial cuidado en el muestreo de hormigones que presentaban signos de deterioro tales como estrechamiento de juntas, levantamiento de placas, fisuramiento en forma de mapa, que pudieran adjudicarse al desarrollo de reacciones deletéreas del tipo álcali-sílice (RAS).

A continuación se detallan los sectores estudiados y el año de construcción. En la figura 4.13 se observa el plano de ubicación de los pavimentos urbanos relevados.

1. Sector Centro: Calle Vicente López (año 1955)
2. Barrio Universitario: Av. Alem (año 1960)
3. Acceso al Centro Científico Tecnológico CONICET (CCT) (año 1985)
4. Sector noroeste: a) Calle Sixto Laspiur (1970)  
b) Calle Catamarca al 900 (1990)
5. Villa Rosas: Calle Tarapacá (año 1972)



**Figura 4.13:** Plano de ubicación de los pavimentos urbanos estudiados

En todos los casos analizados, el agregado fino es una arena natural de origen eólico o marino de similar composición. Presentan un alto contenido de rocas volcánicas vítreas con sus pastas alteradas, generalmente argilizadas, vidrio volcánico fresco y cuarzo tensionado con extinción ondulante, todos potencialmente reactivos. Estos agregados fueron evaluados por los métodos de ensayos convencionales (barras de mortero, método químico, examen petrográfico) como reactivos [Maiza et al., 1988], [Marfil, 1989].

Los agregados gruesos son: canto rodado y piedra partida. El canto rodado tiene un elevado porcentaje de vulcanitas básicas vítreas, calificadas como deletéreas. La piedra partida utilizada es granito (inocuo) en algunos casos y cuarcita en otros. Esta última fue calificada como potencialmente reactiva (de reacción lenta), por los métodos de ensayo convencionales [Marfil y Maiza, 1993].

En los hormigones del sector centro y barrio universitario (1 y 2) se observó en el interior de cavidades de aire accidentalmente atrapado, ettringita del tipo primaria, es decir con desarrollo de cristales en forma de aguja muy finos y largos. En algunos casos se identificó además portlandita. No se detectó microfisuramiento ni coronas de reacción en los contactos agregado–mortero. No se identificaron minerales de neoformación atribuibles a la RAS.

Se observó leve microfisuramiento en los hormigones 4.a) y 5 y desarrollo de materiales de neoformación, principalmente ettringita. Los correspondientes a las muestras 3 y 4.b) muestran un avanzado grado de deterioro, con evidencias de procesos expansivos y productos de neoformación del tipo sílice criptocristalina y/o aluminosilicatos, típicos de la RAS, en especial en el interior de cavidades de aire accidentalmente atrapado y en microfisuras. La mayoría de las partículas de los agregados presentaron bordes de reacción.

Del análisis de los resultados surge que pavimentos construidos con los mismos agregados deletéreos, presentan un comportamiento diferente. Los más antiguos, situados en el sector centro y universitario (construidos en los años 1955 y 1960) son los que se encuentran en mejor estado, mientras que los de menor edad (construidos a partir de 1984), que corresponden a la calle Catamarca y Acceso al CCT, presentan un grado avanzado de deterioro, adjudicado al desarrollo de la reacción álcali-sílice. Los pavimentos construidos en la década del '70 (calles Sixto Laspiur y Tarapacá) muestran indicios incipientes de degradación.

Las placas más deterioradas por la RAS de los pavimentos del CCT y calle Catamarca, fueron reemplazadas en los años 1999 y 2000 respectivamente. Actualmente existen claras evidencias de que la reacción continúa, en algunos casos con importante intensidad, llegando a fracturarse, levantarse y aún desprenderse parte del material. Así mismo, en las placas vecinas el proceso puede calificarse de avanzado.

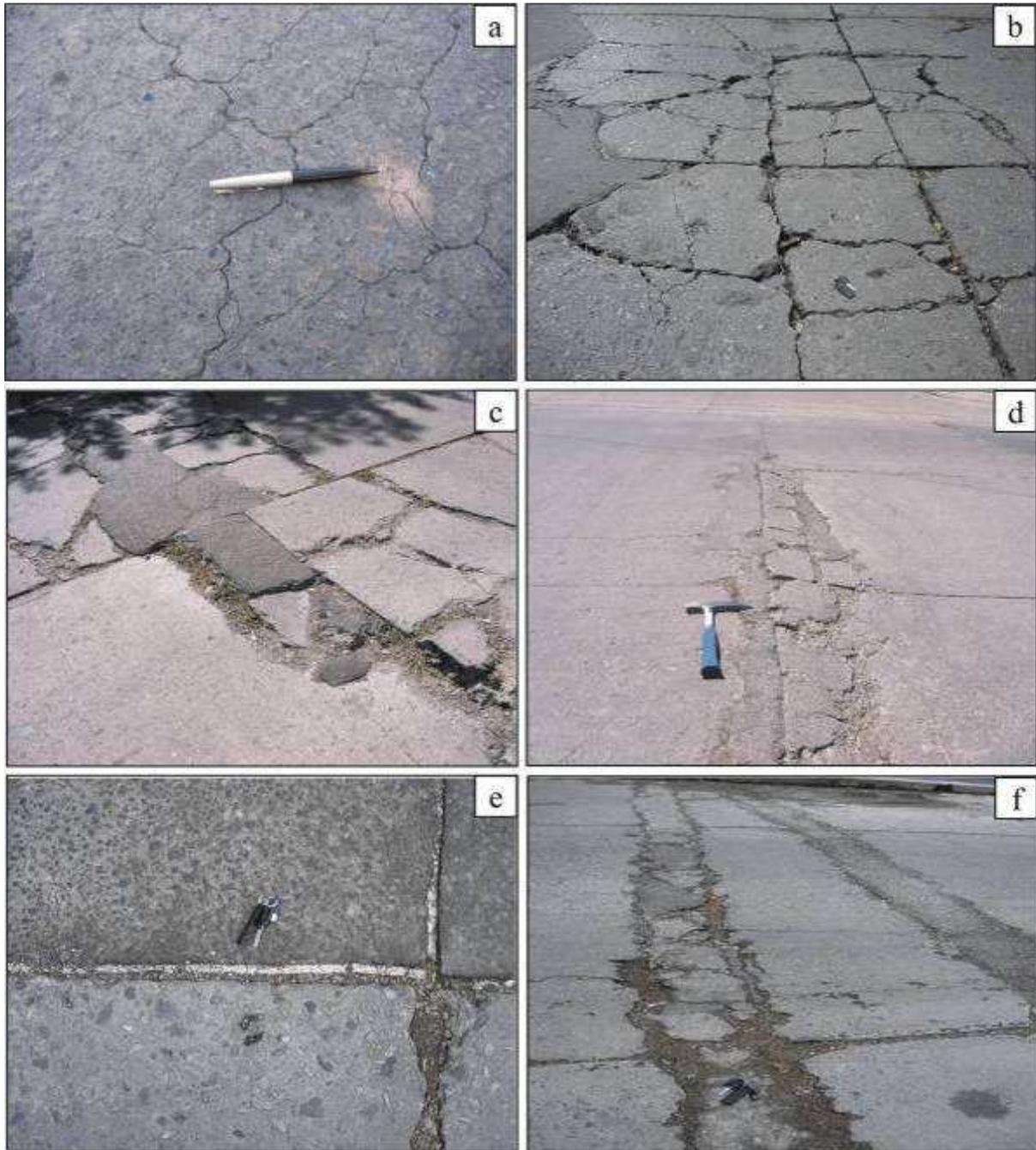
Es importante mencionar que en el sector denominado Barrio Noroeste el pavimento está deteriorado, no solo en la calle Catamarca. Todo el sector tiene claras manifestaciones del desarrollo de la RAS. Se considera que el factor ambiental jugó un rol importante ya que es una zona muy baja, donde el nivel freático está muy cerca de la superficie, con variaciones estacionales que hace que en la estación más lluviosa llegue a pocos centímetros del suelo poniendo al hormigón en contacto con humedad muy elevada.

### **Análisis de los resultados**

- Los principales síntomas patológicos observados en los pavimentos rígidos estudiados son: desarrollo de fisuras, grietas, hundimiento y levantamiento de losas.
- Del total de metros cuadrados de hormigón relevados, se determinó que el 18% se encuentra en mal estado de conservación. Solo el 29% de las juntas de contracción, de las 291 calles relevadas, están tomadas y de éstas, el 59% se hallan en mal estado.
- Del estudio estadístico se desprende que no existe una relación entre el deterioro y la edad, ni vinculado con las juntas de dilatación. Hay pavimentos deteriorados construidos después del año 2000 y sanos de la década del '50 y viceversa. El deterioro está relacionado con la presencia o no de juntas de contracción y su estado de conservación. Además se encontró una relación entre los pavimentos afectados por reacciones deletéreas como la RAS y la edad, ya que los hormigones deteriorados por esta patología corresponden a los construidos en la década del '80, a pesar que los agregados utilizados fueron los mismos en todos los casos.
- La mayoría de los cementos disponibles en el mercado tienen un contenido en  $\text{NaO}_2$  equivalente, dentro de los valores establecidos en las normas ( $< 0.6\%$ ). Sin embargo, se registró una época, precisamente en la década del '80 en que por problemas de

abastecimiento, llegaron a la ciudad de Bahía Blanca cementos provenientes de otras zonas del país (Córdoba) e incluso del exterior (Chile). Dichos cementos presentaban tenores de  $\text{NaO}_2$  equivalente superiores al 1 %. Por lo tanto, el desarrollo de la RAS en la mayoría de los pavimentos construidos en la década del '80, se atribuye a la utilización de cementos con alto contenido de álcalis. A esto debe sumarse el tema ambiental en el caso del barrio Noroeste donde en algunas épocas del año el pavimento está muy próximo a la capa freática. Como se mencionó en el Capítulo 3, la humedad relativa anual en la ciudad de Bahía Blanca es muy elevada (62 %). Los porcentajes más altos, corresponden a los meses que registran bajas temperaturas, mientras que los porcentajes de humedad relativa más bajos, se registran en los meses de enero y febrero (48,5 %), con una precipitación del orden de los 700 mm anuales concentrados en primavera y otoño.

- El estudio estadístico por el método de Componentes Principales permitió concluir que el deterioro de los pavimentos de hormigón está vinculado a la falta de mantenimiento de las juntas de contracción y no se pudo determinar una relación entre el estado de las placas y la edad de la obra, ni con la existencia o no de juntas de dilatación.
- Teniendo en cuenta que todas las arenas el canto rodado y la piedra partida cuarcítica utilizadas en la región, son potencialmente reactivas frente a la RAS, se recomienda el control del contenido de álcalis del cemento antes de la realización de obras de hormigón en la zona de Bahía Blanca, o en su defecto, deben realizarse los estudios necesarios para usar inhibidores de la RAS, en especial cuando el hormigón estará en contacto con agua o en ambientes de elevada humedad.



**Lámina 4.7:** Relevamiento de pavimentos urbanos.

- a:** fisuras en el pavimento rígido.
- b:** fisuras y grietas por socavación de bases.
- c:** levantamientos de losas.
- d:** levantamiento de losas y ausencia de material sellador entre paños contiguos.
- e:** relleno de material granular en juntas de contracción.
- f:** discontinuidades debido a los cruces de servicios mal reparados.

#### 4.1.3.2 Autovía de acceso a la ciudad de Bahía Blanca



La mayoría de los accesos a la ciudad de Bahía Blanca están constituidos por pavimentos rígidos, y algunos de ellos han sufrido deterioros a lo largo de su vida en servicio. Hay antecedentes de deformaciones, cierre de juntas de contracción, fracturas de placas contiguas, levantamientos de losas en contacto con pavimentos flexibles y desarrollo de reacción álcali-sílice.

En el año 1999 se produjo un levantamiento de 60 cm de las losas de un pavimento urbano, el que se debió al desarrollo de la reacción álcali-sílice. En diciembre del 2006, una placa de una autovía de acceso a la ciudad, se levantó más de 30 cm del suelo, desarrollando un intenso cuadro de fisuras que provocó el desprendimiento de grandes trozos de material. Las losas contiguas presentaban fracturas visibles, en una dirección longitudinal predominante.

En el año 2007 se produjo un levantamiento de losas en un tramo de una autovía de acceso a la ciudad de Bahía Blanca, de 3 km de extensión y construida en el año 1995. En el transcurso de su vida en servicio, este tipo de patología se ha presentado en tres ocasiones, en todos los casos durante el período estival.

Los levantamientos de losas o “blow up” ocurren en tiempo cálido y por lo general, en una grieta o junta transversal que no es lo suficientemente amplia para permitir la expansión de la losa. Por lo general, el ancho insuficiente se debe a la disminución que sufrió por la incorporación de materiales incompresibles en el espacio de la junta. Cuando dicha expansión está limitada, se producen esfuerzos, que considerados por sí solos son menores que la

resistencia del hormigón, pero en combinación con la restricción al desplazamiento pueden producir un movimiento hacia arriba de los bordes de la losa o fragmentación en la vecindad de la junta [Brûlé Bianchi, 2007].

Las juntas de dilatación o expansión proporcionan espacio para que los extremos de losas contiguas puedan moverse, ante un cambio en la temperatura o en el contenido de humedad del pavimento. Generalmente son de 2 cm de espesor y están provistas de barras de acero, pasadores, para una mejor transmisión de cargas. Los pasadores se fijan en una de las losas y la otra mitad se lubrica para permitir el libre movimiento en la losa contigua. Una condición fundamental que deben cumplir los pasadores para un buen comportamiento de las juntas de expansión, es que se coloquen en forma paralela entre sí y paralelos al eje del camino y a la superficie del pavimento.

En antiguos pavimentos de hormigón la instalación de juntas de dilatación a cortas distancias constituyó una práctica habitual, pero actualmente la tendencia se ha invertido: se realizan únicamente en cruces con otros pavimentos, o en encuentros con otras estructuras fijas, como por ejemplo, un puente o líneas férreas [Hewes y Oglesby, 1992]. La experiencia ha demostrado que el aserrado de juntas de contracción a poca distancia (4 a 6 m) provee espacio suficiente para la expansión del pavimento [Fava y Zuker, 1971].

Todas las juntas deben sellarse para evitar que el agua superficial se infiltre en el suelo de la subrasante, con la consecuente disminución de su valor soporte. El sellado evita también que material granular no compresible, se introduzca dentro de las cavidades de las juntas, generando tensiones localizadas en el hormigón cuando éstas tienden a cerrarse por la dilatación de las losas.

En el caso del levantamiento de placas del año 2007, se muestreó la zona afectada. Se efectuó un relevamiento del pavimento rígido, se calaron testigos y se estudió la petrografía de los agregados y del hormigón, para evaluar la posibilidad del desarrollo de reacciones deletéreas tipo álcali-sílice, y se analizó el caso desde el punto de vista estructural.

Se calaron testigos de 7,5 cm de diámetro y altura variable entre 15 y 20 cm, según los diferentes sectores de pavimento relevados, a fin de evaluar el comportamiento físico-mecánico del hormigón. Se realizaron ensayos de resistencia a la compresión según la norma

IRAM 1551 y densidad, absorción y porosidad, según lo establecido en la norma ASTM C642-97. Se midió la profundidad del frente carbonatado mediante pulverización con fenolftaleína en solución alcohólica al 1%, sobre la superficie del hormigón recientemente expuesta.

Se realizó un estudio petrográfico de los agregados y del hormigón poniendo especial énfasis en las zonas de contacto agregado-mortero, identificación de fisuras, desarrollo de productos de reacción, etc.

### **Relevamiento del sector afectado**

El pavimento rígido presenta una junta longitudinal central y juntas transversales de contracción aserradas cada 6 m. La profundidad en el corte es del orden de un tercio del espesor de la losa, el cual varía entre 15 y 20 cm en los diferentes sectores relevados. Sólo se observaron juntas de dilatación en los cruces con otros pavimentos distanciados aproximadamente 1 km.

Se verificó la ausencia de material sellador entre paños contiguos de losas, permitiendo el ingreso de agua hacia la base. En las juntas de contracción se observó la presencia de barras de acero (pasadores) de 25 mm de diámetro distanciados cada 50 cm y ubicados aproximadamente a 9 cm de la superficie. No se observó crecimiento de vegetación en las juntas, pero sí material granular incompresible de relleno que produjo una sensible disminución del ancho efectivo.

En la lámina 4.8.a se muestra la placa que se levantó unos 40 cm del suelo. Se observan fracturas transversales al eje del camino, con desprendimiento del hormigón de la superficie. La lámina 4.8.b permite observar el cordón cuneta destruido, y parcialmente desprendido de la carpeta de rodamiento. La lámina 4.8.c muestra un detalle del fenómeno desarrollado, desprendimiento del hormigón y cordón cuneta y el importante levantamiento de la totalidad de la placa. La lámina 4.8.d presenta un detalle de las anteriores. En la lámina 4.8.e se observa el estado del pavimento desde la parte superior con la apertura de la junta de contracción y la lámina 4.8.f corresponde al sector lateral con las fisuras de liberación de tensiones transversales al eje de la autovía.

### Ensayos físico-mecánicos

Los resultados de la resistencia a compresión sobre testigos se detallan en la tabla 4.10. Se prepararon las bases de las muestras de tal manera que la relación altura/diámetro de cada uno de los testigos fuera dos.

**Tabla 4.10:** Resistencia a compresión

Testigo	Resistencia a compresión (MPa)
1	36,3
2	39,2
3	33,4

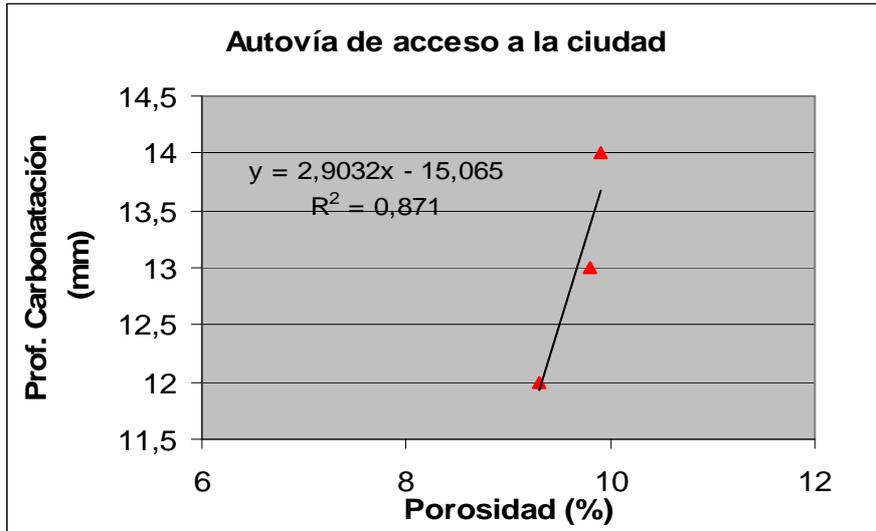
Los resultados de densidad, absorción y porosidad se detallan en la tabla 4.11. El resultado indicado para cada muestra, es el promedio de tres determinaciones. Se incluyen además, los resultados de la mediciones de profundidad de carbonatación.

**Tabla 4.11:** Densidad, absorción, porosidad y profundidad de carbonatación

Muestra	Densidad (g/cm <sup>3</sup> )	Absorción (%)	Porosidad (%)	Prof. carbonat. (mm)
1	2,48	3,7	9,3	12
2	2,44	4,1	9,9	14
3	2,49	3,9	9,8	13

Cabe acotar que los valores obtenidos no indican alteraciones físico-mecánicas en el hormigón del pavimento.

En la figura 4.14 se puede apreciar la correlación entre porosidad y profundidad de carbonatación, medidas en las diferentes muestras. Se confirma que los mayores valores de profundidad de carbonatación, corresponden a los hormigones de mayor porosidad.



**Figura 4.14:** Relación entre porosidad y profundidad de carbonatación

### Observaciones con estereomicroscopio

Se determinó que el agregado grueso está constituido por una piedra partida granítica. El agregado fino es una arena natural de origen marino. Se observaron abundantes productos de neoformación alrededor de las partículas del agregado grueso y sobre el mortero. Las cavidades de aire accidental se presentan parcialmente rellenas con ettringita. Los contactos agregado grueso–mortero no son netos. Se encuentran parcialmente separados y rellenos por un material blanquecino.

En la lámina 4.9.a se muestra un contacto agregado grueso – mortero. Este último tiene su textura modificada por procesos de carbonatación superficial. En la lámina 4.9.b se observa el desarrollo de abundante material de neoformación en el contacto con el mortero, que enmascara las características de la interfase. Estos productos fueron separados para su posterior identificación por difracción de rayos X. En la lámina 4.9.c se observan cavidades de aire accidental parcialmente rellenas con ettringita.

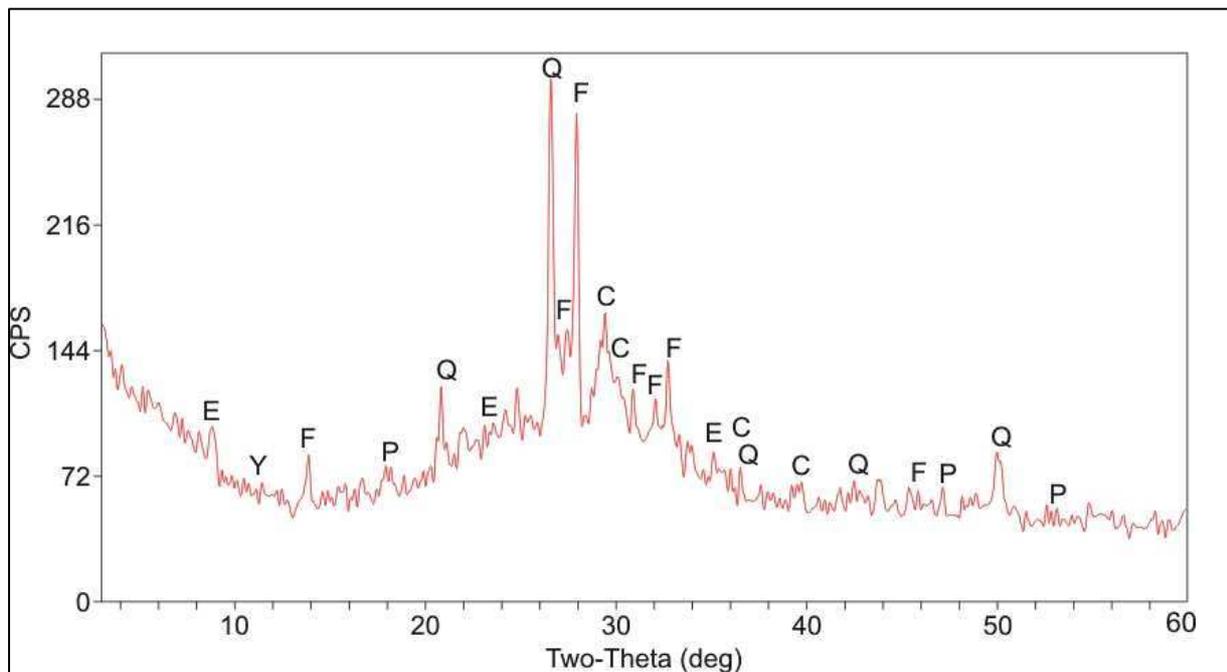
### Microscopía de polarización

La roca granítica que constituye el agregado grueso está formada por fenocristales de plagioclasa subhedrales y ortosa, con cuarzo anhedral intersticial y escasos minerales ferromagnesianos. El cuarzo presenta extinción ondulante. La alteración es incipiente (argilización de minerales félsicos y máficos).

En la lámina 4.9.d se muestra la textura y los minerales presentes en la roca que constituye el agregado grueso (con nicoles cruzados). El agregado fino es una arena natural constituida en forma predominante por cuarzo, valvas carbonáticas y rocas volcánicas (la mayoría con pastas vítreas). En menor proporción se identificó feldespato y rocas graníticas (lámina 4.9.e). Hay fisuras en las zonas de contacto agregado grueso – mortero. Alrededor de ellas se observa carbonatación del mortero. Las cavidades de aire accidental se encuentran parcial o totalmente rellenas con ettringita. En la lámina 4.9.f se observa una partícula granítica, se destaca la abundancia de cuarzo anhedral con extinción ondulante, textura en mortero y escasos fenocristales de plagioclasa. Se presenta separada del mortero, carbonatizado en el sector próximo a la fisura y una cavidad de aire accidental parcialmente rellena con ettringita.

### Difractometría de rayos X:

El material de neoformación separado bajo estereomicroscopio, fue analizado por DRX (Figura 4.15). Se identificó calcita ( $\text{CO}_3\text{Ca}$ ), portlandita ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ) y ettringita ( $\text{Ca}_6\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3(\text{OH})_{12}\cdot 26\text{H}_2\text{O}$ ). Se observó una reflexión de muy baja intensidad en  $7.54 \text{ \AA}$  adjudicada a yeso ( $\text{SO}_4\text{Ca}\cdot 2\text{H}_2\text{O}$ ) y las principales reflexiones de cuarzo y feldespato correspondiente al agregado.



**Figura 4.15:** DRX, se identificó calcita (C), portlandita (P), ettringita (E), yeso (Y), cuarzo (Q) y feldespato (F)

### Análisis de los resultados

- Los ensayos físico-mecánicos realizados sobre el hormigón muestran un material de calidad aceptable, con resistencias a la compresión adecuadas para este tipo de estructuras.
- Si bien se identificaron especies deletéreas en la composición petrográfico–mineralógica de los agregados (cuarzo con extinción ondulante y rocas volcánicas con pastas vítreas), no se observaron evidencias del desarrollo de reacciones expansivas.
- Durante el período estival, el pavimento de hormigón sufrió dilataciones debido a las elevadas temperaturas, las que se vieron restringidas por la acumulación de material granular incompresible dentro de las juntas. Esta restricción al desplazamiento originó fuerzas de compresión sobre el plano de las mismas, generando el levantamiento (blow up) y la rotura de placas contiguas a la junta.
- Luego de un período prolongado de elevada temperatura ambiente, con amplitudes térmicas significativas entre diferentes horas del día, se genera una dilatación en el hormigón del pavimento que responde a la ecuación:

$$\Delta L = \alpha \Delta T L$$

Donde  $\Delta L$ : variación longitudinal del elemento estructural (dilatación/contracción)

$\alpha$  : coeficiente de dilatación/contracción térmica

$\Delta T$  : variación de temperatura máxima registrada en un día

$L$  : longitud original

Si se adopta un valor de  $\alpha = 0,000012$  para el hormigón de acuerdo a la petrografía de los agregados empleados, un salto térmico de 25 °C (durante el período estival) y una placa de 6m de longitud, la variación lineal sería de 0,18 centímetros. Para una longitud de 100 metros, si se tiene en cuenta que las juntas de contracción se hallan rellenas de material granular, la dilatación acumulada entre placas sería de 3 centímetros. Y si se considera que las juntas de dilatación se encuentran distanciadas 1 kilómetro, la variación acumulada para dicho tramo sería de 30 cm. Evidentemente la tensión generada entre

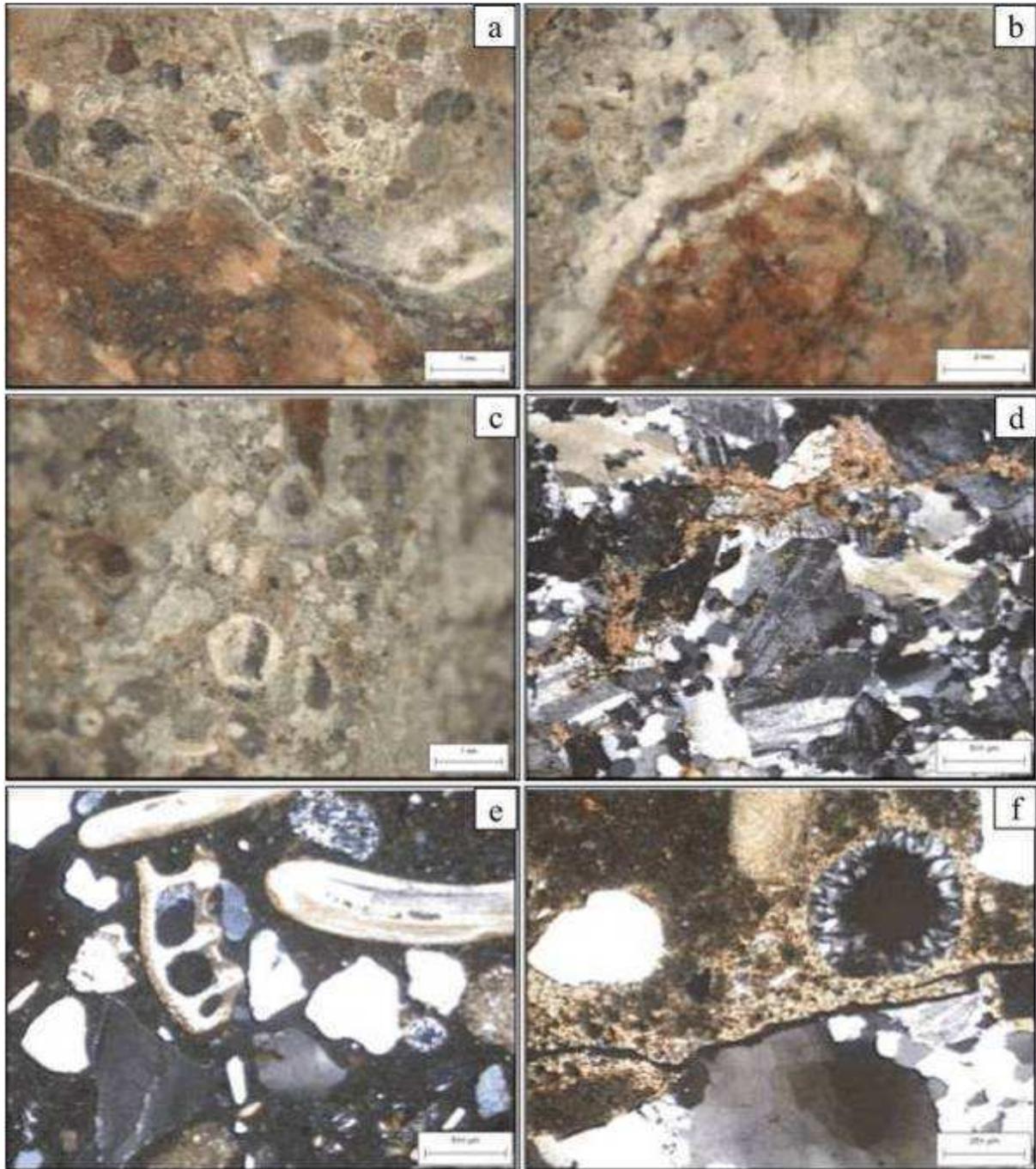
placas contiguas resulta en el levantamiento que se registró repetidas veces en la Avenida Cabrera, siempre en coincidencia con el período estival.

- Según se mencionó en el capítulo 3, el gradiente de temperatura en el área periférica de la ciudad es más marcado que en el centro que se encuentra afectado por el efecto de la “isla de calor”. Se concluye por lo tanto que el levantamiento del pavimento de la autovía que se produjo en tres oportunidades, siempre en los meses de enero y febrero, debe principalmente al efecto de la contracción–dilatación a causa de la variación de temperatura entre el día y la noche sumado a la falta de mantenimiento de juntas.



**Lámina 4.8:** Relevamiento de la autovía de acceso a la ciudad de Bahía Blanca.

- a:** levantamiento de placas y fracturas transversales al eje del camino.
- b:** cordón cuneta desprendido de la capa de rodamiento.
- c y d:** detalle de las placas de hormigón que se elevaron 40 cm del suelo.
- e:** perfecto estado de conservación del hormigón de las losas afectadas.
- f:** fracturas transversales al eje del camino.



**Lámina 4.9:** Petrografía.

- a:** borde de reacción en el contacto agregado grueso-mortero.
- b:** material de neoformación en el contacto con el mortero.
- c:** cavidades de aire parcialmente rellenas con ettringita.
- d:** roca granítica que constituye el agregado grueso (con nicoles cruzados).
- e:** cuarzo, valvas carbonáticas y rocas volcánicas con pastas vítreas del agregdo fino.
- f:** partícula granítica con abundante cuarzo anhedral con extinción ondulante, separada del mortero y cavidad de aire parcialmente rellena con ettringita.

## 4.2 OBRAS EMPLAZADAS EN AMBIENTE RURAL

Las estructuras analizadas se encuentran emplazadas en las proximidades de la ciudad de Bahía Blanca, en un ambiente caracterizado por la ausencia de agresivos químicos al hormigón armado, salvo por la presencia de CO<sub>2</sub> de la atmósfera responsable de los procesos de carbonatación. La acción del CO<sub>2</sub> ocurre aun en pequeñas concentraciones como las que se encuentran en el aire de las áreas rurales, en las que el contenido del CO<sub>2</sub> es del orden del 0,03% por volumen, mientras que en las grandes ciudades dicho valor es del 0,3% [Neville y Brooks, 1998]. El clima predominante en la región es semiárido templado, con una temperatura media anual de 15° C y con una precipitación media de 700 mm. Si se toma en consideración la clasificación dada por el Proyecto de Reglamento CIRSOC 201:2005, se puede ubicar a las estructuras estudiadas en una clase de exposición tipo A2: ambiente normal, con temperatura moderada y fría, sin congelación, humedad alta y media con ciclos de mojado y secado, precipitación media anual menor que 1000 mm. Según la normativa EHE-08, la clase de exposición es normal, subclase humedad alta, designación IIa.

En un número significativo de estructuras, se ha detectado el desarrollo de procesos de corrosión en sus armaduras, inclusive en aquellas emplazadas en ambientes rurales. La causa principal de este proceso corrosivo se adjudica a la carbonatación, deficiencias en la compactación y/o curado del hormigón, diseños estructurales inadecuados que no permiten el drenaje rápido del agua de lluvia y mínimos espesores de recubrimiento que en algunos casos llegan a adoptar valores negativos [Traversa et al., 1999(c)].

Las armaduras de refuerzo se encuentran separadas del medio ambiente por el hormigón que las contiene, pero además, la solución altamente alcalina (pH>12,5) constituida principalmente por iones (OH<sup>-</sup>) contenida en los poros capilares, forma una película pasiva sobre su superficie que impide el inicio de un proceso corrosivo. La pérdida generalizada de dicha película o despasivación de la armadura, se vincula a la disminución de la alcalinidad del hormigón de recubrimiento, generada por carbonatación o lixiviación del hidróxido de calcio y de los álcalis por circulación de agua. Se dan entonces las condiciones para que se inicie un proceso de corrosión semejante al que se da en la atmósfera, con la diferencia que en este caso, las armaduras quedan recubiertas por el hormigón que retiene agua en sus poros, prolongando los tiempos de humectación.

En el ambiente rural se relevaron (figura 4.1):

- Siete puentes situados sobre la Ruta Provincial N° 51, a unos 60 km de la ciudad de Bahía Blanca, emplazados sobre el río Sauce Grande y su valle de inundación (R1).
- Camino de acceso y coronamiento del Dique Paso de las Piedras, a unos 65 km al NE de la ciudad de Bahía Blanca (R2).
- Cabeceras de la pista de aterrizaje, plataformas de arribo de los aviones militares y plataformas de estacionamiento de helicópteros del Aeropuerto Comandante Espora, que se sitúa a 12 km al E de la ciudad de Bahía Blanca, sobre la ex ruta N° 3 (R3).
- 15 km del camino de circunvalación a la ciudad de Bahía Blanca, límite del ejido urbano (R4).

#### 4.2.1 Puentes sobre la ruta provincial N° 51



Se estudió un sector de la ruta provincial N° 51, a unos 60 km de la ciudad de Bahía Blanca, en la zona denominada “Bajo San José” o “7 puentes”, en el límite entre los Partidos de Bahía Blanca y Coronel Pringles (Prov. de Buenos Aires). Éstos fueron construidos a mediados de la década del '50 y están emplazados sobre el río Sauce Grande y su valle de inundación. A fines del 2006, se llevó a cabo un relevamiento visual y muestreo del hormigón de pilas, vigas, superficie de rodamiento y estribos de los siete puentes, inclusive uno antiguo de vigas metálicas, con estribos de hormigón, construido en la década del '30, que se encuentra desactivado a la vera del camino.

Se tomaron muestras de hormigón de diferentes zonas de los puentes y se realizaron determinaciones de densidad, absorción y porosidad. En los sectores en los que se observó la presencia de agentes biológicos colonizando la superficie del hormigón, se tomaron muestras para ser analizadas.

Se utilizó estereomicroscopio, microscopía electrónica de barrido y microscopía de polarización sobre secciones delgadas y difracción de rayos X, a fin de estudiar las características del hormigón, evaluar la profundidad de penetración de las especies biológicas y determinar la composición petrográfico–mineralógica de los agregados gruesos y finos, poniendo especial énfasis en la presencia de especies deletéreas y minerales de alteración, que puedan desarrollar reacciones expansivas en el hormigón. Se estudió el estado del hormigón, la relación agregado mortero, desarrollo de fisuras, presencia de productos de neoformación, en especial en el interior de cavidades de aire accidentalmente atrapado.

Mediante pulverización de fenolftaleína en solución alcohólica al 1%, sobre la superficie del hormigón recientemente expuesta, se midió la profundidad del frente carbonatado.

### **Relevamiento**

Del relevamiento realizado se constataron las siguientes situaciones:

- Muros de vuelta totalmente separados de estribos sin poder contener al terraplén: las alas de los estribos estaban constituidas por tablestacas de hormigón unidas únicamente, en su parte superior, por una viga de vinculación o encadenado. En varios sectores se encontró la armadura de estos encadenados cortada, dejando al muro de vuelta totalmente separado del estribo (Lámina 4.10.a).
- Merma de secciones útiles de hormigón: se observó agrietamiento, fisuras paralelas a la dirección de las armaduras, delaminación y desprendimientos del hormigón de recubrimiento, debido a las tensiones de tracción generadas por el mayor volumen ocupado por los productos de corrosión de la armadura. Una disminución en el radio efectivo de la armadura del orden de 0,1 mm con la consiguiente producción de óxidos de hierro, origina fisuras con aberturas de 0,2 mm en la superficie del hormigón. Los

desprendimientos se inician cuando las fisuras alcanzan aberturas del orden de 1 mm [Traversa, 2001].

- Espesores de recubrimiento mínimos: en algunas zonas donde el hormigón de recubrimiento se había desprendido totalmente, se pudieron medir los correspondientes espesores, los cuales resultaron muy variables. El máximo espesor medido fue de 30 mm y el mínimo de 10 mm. Si se tiene en cuenta que el mínimo recomendado por el reglamento CIRSOC vigente, para las condiciones de exposición y tipo de elemento estructural considerado es de 25 mm, se puede concluir que en varias secciones dicho espesor no es alcanzado. Esta situación genera una condición riesgosa para las armaduras de refuerzo, ya que es el recubrimiento del hormigón el que le provee una barrera física contra la penetración de agentes agresivos desde el exterior.
- Corrosión de las armaduras de refuerzo en vigas, losas de tablero y pilas: en algunos sectores, se observó un estado de corrosión generalizado (Lámina 4.10.b). Para que el proceso de corrosión pueda iniciarse debe, necesariamente, despasivarse la película que protege el acero, hecho vinculado con la pérdida de la alcalinidad del hormigón de recubrimiento. En este caso, de acuerdo a la clasificación de ambiente, los factores determinantes de la disminución del pH son la carbonatación del hormigón en presencia de humedad excesiva y lixiviación de los compuestos cálcicos. El  $\text{CO}_2$  presente en la atmósfera y ciertos productos de hidratación del cemento, disueltos en la solución de poros del hormigón, reaccionan químicamente disminuyendo el pH a valores por debajo de 9. La carbonatación comienza en la superficie del hormigón y su velocidad de avance depende de varios parámetros, siendo el contenido de humedad de los poros del hormigón el que más influye. Alternancias de humedad-secado favorecen el avance del frente carbonatado y una vez alcanzada la armadura pierde su pasividad y comienza el proceso de corrosión.
- En concordancia con los sectores humedecidos por agua de lluvia liberada por los drenajes ubicados en vigas exteriores, se observó una corrosión generalizada de las armaduras y el consecuente desprendimiento del hormigón de recubrimiento. Las vigas interiores, que no sufrieron procesos de mojado y secado, se encontraron en buenas condiciones (Lámina 4.10.c).

- Diseño inadecuado de los drenajes: éstos no facilitan la rápida evacuación del agua de lluvia, y permiten que circule por la superficie del hormigón (Lámina 4.10.d).
- Postes de hormigón de las barandas vehiculares y peatonales: las armaduras presentan un estado avanzado de corrosión, el que se puede apreciar en la lámina 4.10.e.

### Ensayos físicos

Los resultados de los ensayos para la determinación de densidad, absorción y porosidad (promedio de tres determinaciones) se detallan en la tabla 4.12.

**Tabla 4.12:** Densidad, absorción y porosidad.

<b>Zonas de muestreo</b>	<b>Densidad (g/cm<sup>3</sup>)</b>	<b>Absorción (%)</b>	<b>Porosidad (%)</b>
Puente 3 Tablero	2,24	9,6	20,1
Puente 2 Estribo	2,23	10,7	21,8
Puente 4 Viga	2,30	11,7	23,9
Puente 4 Pila	2,32	13,1	27,0
Puente viejo Estribo	2,42	7,8	17,4

La compacidad del hormigón es el factor más importante que gobierna la capacidad de resistir la penetración del agua que transporta un agente agresivo. El criterio de evaluación establece que si el porcentaje de porosidad es menor al 10%, la calidad del hormigón es alta; entre 10% y 15%, es buena y finalmente si es mayor a 15%, la calidad es baja [CYTED, 1998]. Los elevados valores de porosidad presentados por los hormigones estudiados, facilitan el ingreso de humedad y oxígeno hasta las barras de acero, favoreciendo el proceso de carbonatación que acelera la despasivación de la película protectora de las armaduras.

El menor valor de porosidad y absorción, corresponde a la muestra del hormigón del puente antiguo, que posee más de 70 años de edad, el cual se encuentra fuera de servicio (Lámina 4.10.f).

Se midió la profundidad del frente carbonatado mediante pulverización con fenolftaleína en solución alcohólica al 1%, sobre la superficie del hormigón recientemente expuesta.

Mediante la ecuación de la raíz cuadrada del tiempo:

$$d = k_c \cdot \sqrt{t}$$

se calculó la constante de carbonatación ( $K_C$ ) teniendo en cuenta la edad de cada uno de los diferentes puentes en años ( $t$ ) y la profundidad de carbonatación en milímetros ( $d$ ) medida en las muestras (Tabla 4.13).

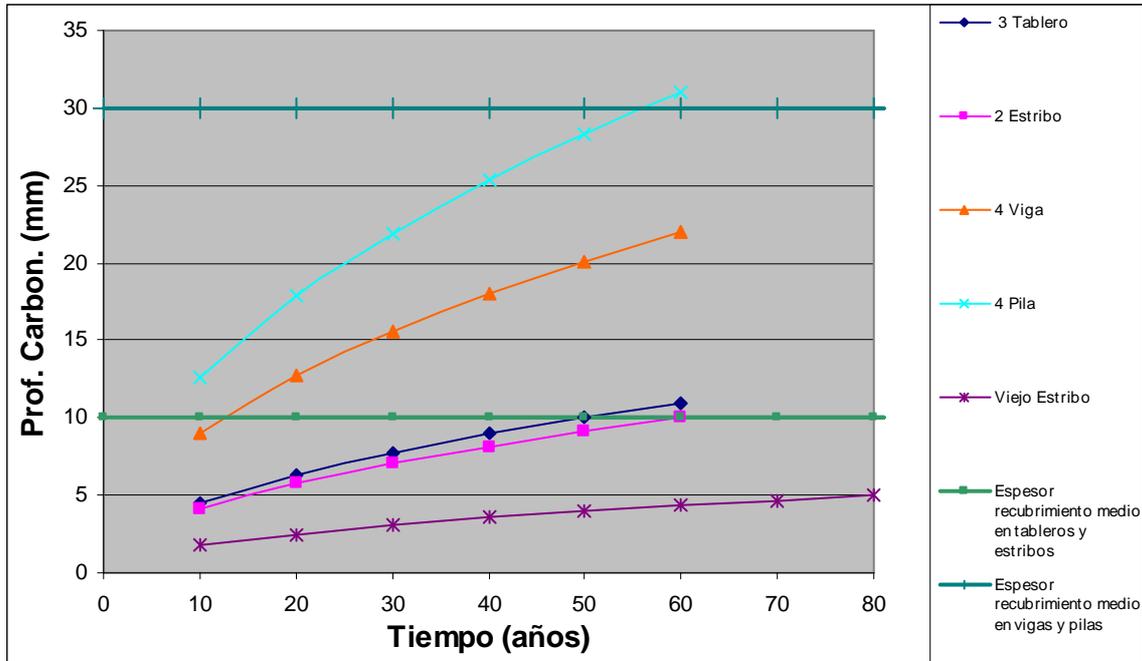
**Tabla 4.13:** Profundidad y constante de carbonatación

Muestras	d (mm)	$K_C$ (mm/año <sup>0,5</sup> )
Puente 3 Tablero	11	1,42
Puente 2 Estribo	10	1,29
Puente 4 Viga	22	2,84
Puente 4 Pila	31	4,00
Puente viejo Estribo	5	0,56

Una vez obtenida la constante  $K_C$ , se graficó el avance del proceso de carbonatación en función del tiempo para cada una de las muestras. En la figura 4.16 se observa el avance del frente carbonatado de los elementos estructurales estudiados, con sus respectivos espesores de recubrimiento. El puente más antiguo es el que presenta la menor velocidad de carbonatación. La prolongada vida en servicio se puede asociar a la calidad del hormigón, en especial el de recubrimiento, el cual presentó un valor significativamente bajo de la constante de carbonatación.

En el caso del tablero del puente 3 y el estribo del puente 2, con escasos espesores de recubrimiento (10 mm), el frente carbonatado tardó más de 50 años en llegar debido a la baja velocidad de penetración del agresivo (constantes de carbonatación menores que 1,5 mm/año<sup>0,5</sup>). A diferencia de la pila del puente 4 que presentó la constante de carbonatación

más elevada ( $4 \text{ mm/año}^{0.5}$ ) pero debido al considerable espesor de recubrimiento, el frente carbonatado también tardó más de 50 años en llegar a la armadura. Para el hormigón de la viga del puente 4, el frente de carbonatación aún no ha llegado a la armadura y según el modelo predictivo, esta situación se daría dentro de 50 años más de vida en servicio.



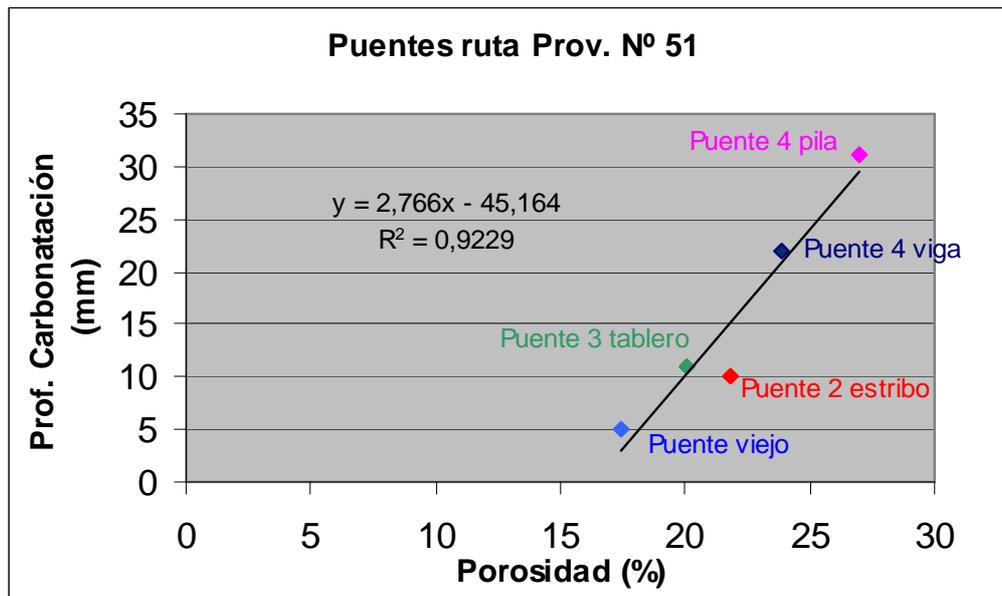
**Figura 4.16:** Progreso de la carbonatación

No se dispone de datos relacionados a la calidad del hormigón definida a través del nivel de resistencia, pero en todos los casos analizados, el valor de porosidad que presentaron estas muestras resultó elevado (más de 20%). A igualdad de calidad en el hormigón, el factor distintivo sería el microclima que rodea cada uno de estos elementos estructurales.

En la pila y la viga del puente 4, se obtuvieron mayores profundidades de carbonatación en el hormigón que en el tablero del puente 3 y el estribo del puente 2. En el primer caso, el hormigón de la pila se encuentra resguardado de las lluvias y expuesto solamente a la humedad ambiente, de tal manera que los tiempos en los cuales éste permanece seco, son más prolongados, permitiendo una mayor penetración del dióxido de carbono. Aunque el frente carbonatado haya llegado a las armaduras, no hay signos visibles de corrosión debido a la falta de humedad suficiente para que este proceso se desarrolle. En el caso del hormigón de la viga, que corresponde a una zona humedecida por agua de lluvia liberada por un drenaje mal diseñado, la situación es diferente, ya que se observan signos de un proceso de corrosión

avanzado. Esto se debe a la lixiviación de los productos cálcicos del hormigón superficial por donde escurre el agua del drenaje.

En la figura 4.17 se puede apreciar la correlación entre la porosidad y la profundidad de carbonatación medidas en los diferentes elementos estructurales. Se confirma que los mayores valores de profundidad de carbonatación, corresponden a los hormigones de mayor porosidad.



**Figura 4.17:** Relación entre porosidad y profundidad de carbonatación

### Petrografía del hormigón

El agregado grueso observado en las muestras, es un canto rodado polimíctico en cuya composición predominan las cuarcitas, con rocas metamórficas subordinadas. Las cuarcitas están constituidas por cuarzo con extinción ondulante, cementado por cuarzo fino. Entre los granos, es abundante la illita. El agregado fino es una arena natural de composición similar a la del agregado grueso: cuarcitas y rocas metamórficas, a los que se suman cuarzo, feldespato y escasas rocas graníticas.

Con estereomicroscopio se observó que el hormigón de la carpeta de rodamiento se encuentra en muy buen estado de conservación. Las cavidades de aire accidental están generalmente vacías. No hay productos de reacción ni ettringita. No se aprecian fisuras (Lámina 4.11.a).

En la zona de estribos se observó leve corrosión en las zonas de contacto con la armadura, (Lámina 4.11.b), el resto del hormigón está en buen estado. Se encontró un material blanquecino adherido a algunos clastos del agregado grueso, adjudicado a portlandita.

El hormigón de la zona de pilares, en concordancia con los sectores humedecidos por agua de lluvia liberada por los drenajes ubicados en vigas exteriores, está muy lavado, dejando el agregado a la vista. Esto provocó el deterioro del hormigón en las zonas de las alcantarillas (parte inferior del tablero y sector lateral de las vigas exteriores, Lámina 4.10.c y d). Allí el mortero presenta pobre compacidad, es prácticamente deleznable. Se observan fenómenos de corrosión en las zonas de contacto con la armadura. No se determinaron productos de neoformación. La mayoría de las cavidades de aire accidental están vacías, aunque algunas están parcialmente rellenas con portlandita y ettringita.

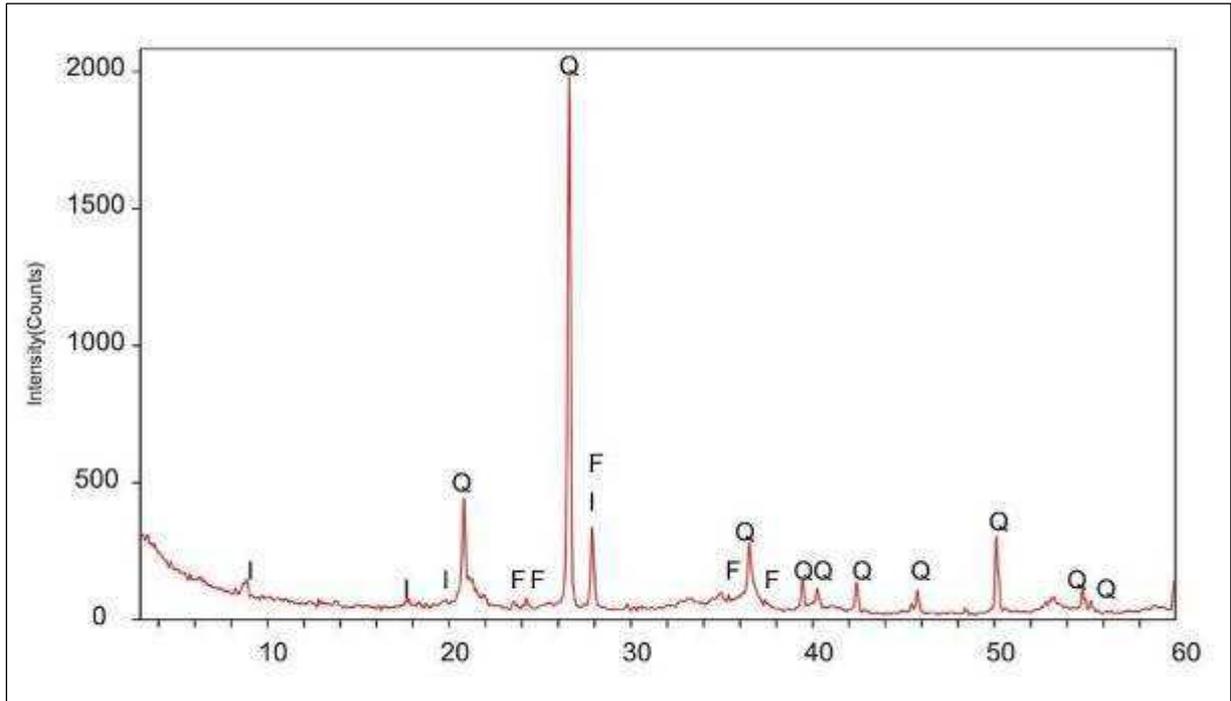
Utilizando un microscopio de polarización, sobre secciones delgadas, no se observaron fisuras ni fenómenos de reacción. Los contactos agregado–mortero son netos. En la lámina 4.11.c y d se muestra una vista general de la composición petrográfica-mineralógica de los agregados y el estado del hormigón con luz paralela y nicoles cruzados, respectivamente.

En la lámina 4.11.e se observa (con nicoles cruzados) una partícula de roca cuarcítica, que constituye el agregado grueso. El cuarzo presenta extinción ondulante.

Con microscopio óptico se detectó la presencia de líquenes, solo en la superficie del hormigón. Se identificaron dos especies de *Caloplaca*: *Caloplaca citrina* y *Caloplaca sp* (Lámina 4.11.f). Esta última especie posee un talo color grisáceo, que cuando está húmedo es de color verde oscuro. Los apotecios son gris oscuro con márgenes blancos.

### **Difractometría de rayos X**

Se analizó el material separado de una zona de pilares en contacto con la armadura. Se identificaron las principales reflexiones de cuarzo, feldespato e illita correspondiente al agregado y reflexiones de baja intensidad, adjudicadas a hematita ( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ) (Figura 4.18).



**Figura 4.18:** DRX, se identificó cuarzo (Q), feldespato (F) e illita (I).

### Análisis de los resultados

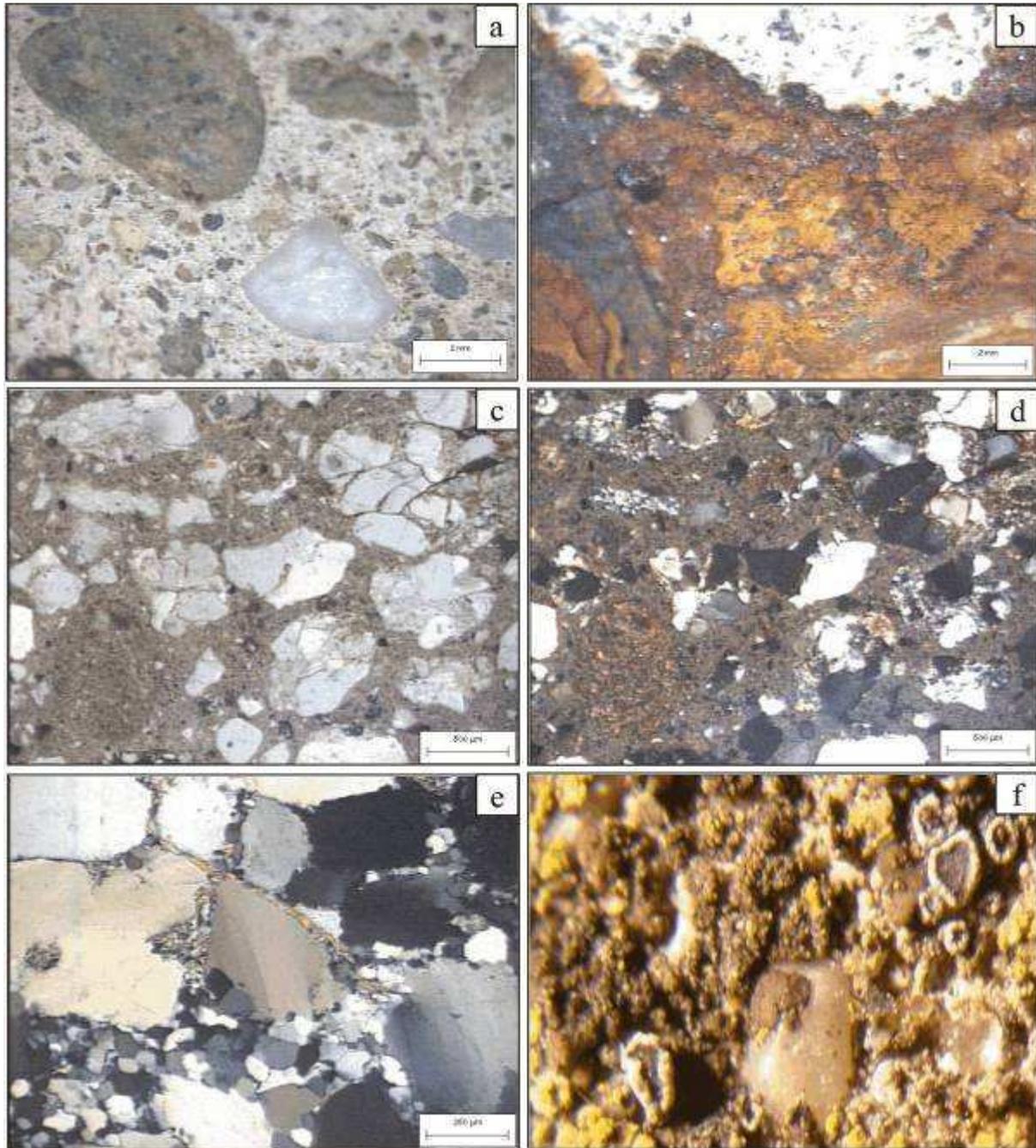
- Todos los puentes estudiados se encuentran en un ambiente rural y sin industrias cercanas que contribuyan a la contaminación del medio ambiente, el único factor agresivo a considerar es el dióxido de carbono presente en la atmósfera. Según la clasificación del reglamento argentino CIRSOC 201:2005, la clase de exposición es del tipo A2. El tablero del puente 3, el estribo del puente 2 y el estribo del puente viejo, se encuentran en contacto directo con el agua de lluvia y expuestos a la radiación solar, la pila del puente 4 está protegida y expuesta solamente a la humedad ambiente, mientras que el hormigón relevado de la viga del puente 4 corresponde al sector humedecido por agua de lluvia liberada por el drenaje.
- El deterioro observado en el hormigón es atribuido a fallas en el diseño y ejecución de la obra.

- La vinculación incorrecta del tablestacado del muro de vuelta al estribo, fue un error de proyecto que le permitió que cediera ante la presión del terraplén. El reemplazo de las alas deterioradas fue diseñado para trabajar en forma independiente de los estribos.
- Un inadecuado diseño de los drenajes permitió que algunas zonas se encontraran sometidas a ciclos de humedecimiento-secado, con circulación de agua de lluvia por la superficie de vigas y pilas de hormigón. Esto provocó la corrosión de las armaduras de refuerzo y la consecuente fisuración, delaminación y desprendimiento del hormigón de recubrimiento.
- El deterioro por corrosión se observó en todas las vigas externas en las que se ubicaron los drenajes, mientras que las vigas internas se encontraron en buenas condiciones.
- Los hormigones evidenciaron una notable porosidad, lo que facilitó el ingreso de oxígeno y humedad acelerando el proceso de corrosión de las armaduras despasivadas en un proceso previo de carbonatación.
- No se observaron reacciones expansivas atribuibles a la composición petrográfico-mineralógica de los agregados y/o cemento.
- Se identificaron dos especies de líquenes crustosos que degradan superficialmente a los materiales cementíceos sin comprometer el comportamiento en servicio de las estructuras.



**Lámina 4.10:** Relevamiento de los puentes de la Ruta Provincia N° 51.

- a:** muro de vuelta separado del estribo.
- b:** corrosión generalizada con pérdida de sección en armaduras de refuerzo.
- c:** corrosión generalizada de las armaduras en concordancia con los drenajes ubicados en vigas exteriores. Vigas interiores en perfecto estado de conservación.
- d:** diseño inadecuado de drenajes que no evacuan eficazmente el agua de lluvia.
- e:** corrosión de las armaduras en los postes de hormigón de las barandas vehiculares y peatonales.
- f:** puente antiguo fuera de servicio (con más de 70 años de edad).



**Lámina 4.11:** Petrografía y microscopía.

- a:** hormigón de la losa del tablero en muy buen estado de conservación.
- b:** productos de oxidación de la armadura en el hormigón de los estribos.
- c y d:** vista general de la composición petrográfica-mineralógica de los agregados y el estado del hormigón con luz paralela y nicoles cruzados, respectivamente.
- e:** partícula de roca cuarcítica que constituye el agregado grueso, el cuarzo presenta extinción ondulante (con nicoles cruzados).
- f:** líquen colonizando la superficie del hormigón, identificado como *Caloplaca sp.*

#### 4.2.2 Dique Paso de las Piedras



En el año 1968 el gobierno de la provincia de Buenos Aires resolvió la construcción de un dique y embalse sobre el río Sauce Grande en Paso de las Piedras, con un acueducto a la ciudad de Bahía Blanca, solucionando el problema de abastecimiento de agua potable. El dique comenzó a construirse en 1970 y años más tarde se habilitó. Simultáneamente y con los mismos materiales, se realizó el camino de acceso desde la Ruta Provincial N° 51, con una extensión de 6 Km (Lámina 4.12.a y b).

El dique Paso de las Piedras es una represa de tierra con revestimiento de hormigón, de 1706 m de largo y 31 m de alto (Lámina 4.12.c y d). Desde que comenzó el llenado presentó serios problemas, ya que la fundación se asentó sobre un paleocauce de conglomerados cuarcíticos de alta permeabilidad. Comenzaron a manifestarse severos problemas en su estructura por la aparición de fisuras en la sala de bombeo y filtraciones e inestabilidad al pie de la presa, entre otros. Pese a todo, en diciembre de 1978, la obra fue inaugurada con una capacidad de suministro de 250.000 m<sup>3</sup> por día, previsto para una población de hasta 500.000 habitantes.

Se morigeró el problema de filtraciones, haciendo una losa de hormigón aguas arriba que se extendió a lo largo del frente del cierre y unos 200 metros de ancho. Si bien las filtraciones disminuyeron, el agua de los piezómetros se mantenía con turbidez, haciendo prever un desmejoramiento del sustrato por eliminación del material fino, que con el tiempo podría ocasionar el colapso del dique. En el año 1998, se resolvió la impermeabilización del frente del cierre, utilizando el método “jet grouting”, lo que disminuyó notablemente la infiltración.

En la lámina 4.12.e se puede apreciar un esquema de la sección de la presa y su reparación mediante la incorporación de una pantalla de hormigón para evitar el arrastre de sedimento en la base. En la lámina 4.12.f se observan los equipos de perforación y tratamiento, instalados

sobre al camino de coronamiento del dique. Este trabajo duró 5 años, finalizando en el 2001. El pavimento del camino de acceso a la presa, realizado con los mismos materiales que ésta, también ha sido reparado en distintas oportunidades, debido al levantamiento de placas y/o fracturamiento de la carpeta. Dicho camino se diseñó para intensidad de tránsito baja, y no soportó el ingreso de la maquinaria pesada, necesaria para realizar la reparación mencionada.

Se estudio el pavimento de hormigón construido sobre el coronamiento del dique Paso de las Piedras y el del camino de acceso al mismo. La edad del hormigón es de aproximadamente 40 años y en distintas oportunidades, como ya fue planteado, ha sido reparado por levantamiento de placas o fracturamiento de la carpeta.

### **Relevamiento**

En la lámina 4.13 se muestra el estado del hormigón de la zona de estudio. La lámina 5.13.a corresponde a un sector del pavimento que presenta marcado deterioro. Del relevamiento realizado se verificó la ausencia de material sellador entre paños contiguos de losas, permitiendo el ingreso de agua hacia la base. En la lámina 4.13.b se puede apreciar la falta de material bituminoso en las juntas de dilatación y la falta de mantenimiento, evidenciada por el crecimiento de vegetación. El desarrollo de las fisuras sigue una dirección predominante, como se muestra en la lámina 4.13.c. Una base compactada deficientemente, sumada al efecto anterior que permite el ingreso y egreso de agua, genera una pérdida del material de sustento, lo que cambia el estado de sollicitación de la losa por falta de apoyo (efecto viga). Ante la acción de cargas se produce la aparición de fisuras y grietas. Otros sectores del acceso se presentan en perfecto estado de conservación (lámina 4.13.d). El pavimento del camino construido sobre el coronamiento de la presa evidencia un marcado deterioro (lámina 4.13.e), así como la zona de la vereda peatonal (lámina 4.13.f), que también presenta fisuras con una dirección predominante.

### **Ensayos físicos**

Los resultados de los ensayos de determinación de densidad, absorción y porosidad, se detallan en la tabla 4.14. El valor indicado para cada muestra, es el promedio de tres determinaciones.

**Tabla 4.14:** Densidad, absorción y porosidad

<b>Zonas de muestreo</b>	<b>Densidad (g/cm<sup>3</sup>)</b>	<b>Absorción (%)</b>	<b>Porosidad (%)</b>
I	2,42	7,8	17,4
II	2,32	8,2	17,5
III	2,40	7,5	16,7
IV	2,45	4,4	10,5

### **Petrografía del hormigón**

El agregado grueso de las muestras es un canto rodado polimíctico. Los clastos de mayor tamaño (> 1”) son en su mayoría cuarcitas. Están constituidas por un agregado cristalino de clastos de cuarzo anhedrales, de textura sacaroides, con fuerte extinción ondulante. El tamaño de los cristales varía desde 0,2 hasta 1,5mm. Los bordes son totalmente irregulares y en algunos se evidencia un proceso de crecimiento de los mismos (lámina 4.14.a, con nicols cruzados). Estos clastos están cementados por cuarzo fino, cuyo tamaño oscila entre 30 y 50 micrones. Es frecuente observar texturas miloníticas, consecuencia de los procesos metamórficos que afectaron a la roca (lámina 4.14.b, con nicols cruzados). En algunos sectores se observó escasa cantidad de illita asociada, especialmente con el mineral que cementa los cristales de cuarzo.

En la composición de los clastos, cuyo tamaño oscila entre 1/2” y 4,75 mm, además de las cuarcitas, participan filitas, esquistos cuarzo micáceos, metamorfitas graníticas y rocas volcánicas. Entre estas últimas se destacan las de composición andesítica.

El agregado fino es una arena natural, constituida en forma predominante por cuarcitas, con cantidades subordinadas de metamorfitas graníticas, filitas, andesitas, riolitas con pastas microcristalinas y vítreas, areniscas calcáreas (tosca) y areniscas silíceas ferruginosas. Son raros pero se pueden observar clastos de anfíboles, micas y titanita. En la lámina 4.14.c se muestra la composición del agregado fino (con nicols cruzados).

### **Observaciones con estereomicroscopio**

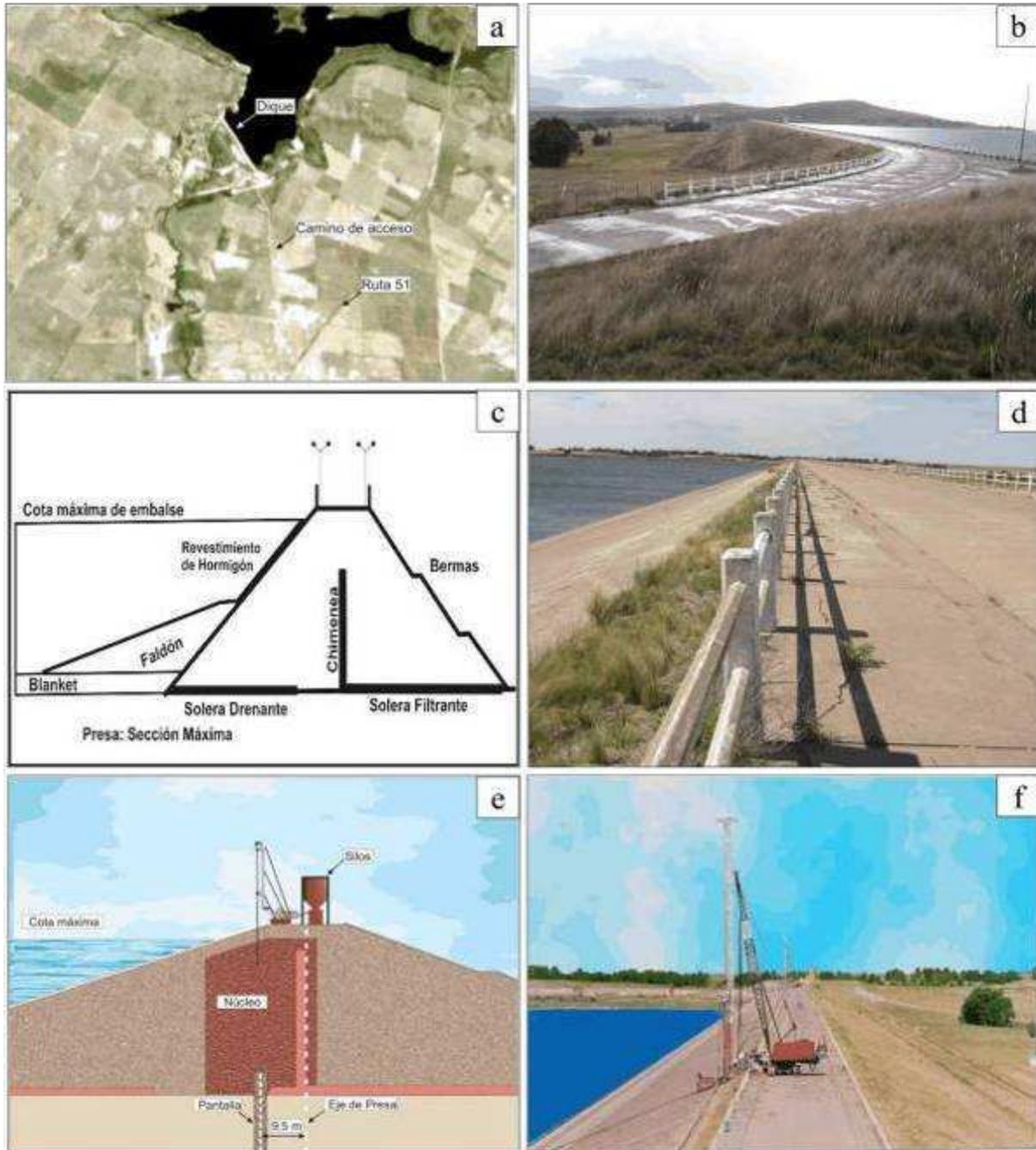
En la lámina 4.14.d se muestra que el hormigón del pavimento presenta buena compacidad. Los contactos agregado – mortero son netos. No hay microfisuramiento. Las fracturas se observaron sólo a nivel macroscópico en direcciones definidas. No se observaron coronas de reacción, ni bordes de disolución. No se identificaron productos de neoformación. Las cavidades de aire accidental aparecen en general vacías. Solo se observaron en forma escasa algunas con las paredes tapizadas con hidróxido de calcio (portlandita), carbonato de calcio (calcita) y muy escasa cantidad de ettringita (lámina 4.14.e).

### **Microscopía de polarización**

En la lámina 4.14.f se muestra el estado general del mortero. En general, no hay microfisuramiento aunque se observaron algunos sectores con microfisuras incipientes y desprendimiento de los clastos, especialmente de las filitas. En la zona superficial, el mortero se presenta moderadamente carbonatado.

### **Análisis de los resultados**

- Las manifestaciones patológicas que presentan los hormigones estudiados se deben, fundamentalmente, a un estado de carga no considerado durante la etapa de diseño, por lo cual puede plantearse que el deterioro del pavimento no está relacionado con factores ambientales.
- El camino de coronamiento del dique se diseñó para una intensidad de tránsito baja. Ante la necesidad de una reparación por filtraciones e inestabilidad al pie de la presa, se debió ingresar e instalar sobre el pavimento, maquinaria pesada como los equipos de perforación y tratamiento del método “jet grouting”. Esta situación generó un estado de carga no previsto en el diseño original.
- Si bien se identificaron especies deletéreas (cuarzo con extinción ondulante, cuarzo microcristalino y rocas volcánicas con pastas vítreas) no hay evidencias del desarrollo de reacciones expansivas atribuibles a la composición petrográfica-mineralógica de los agregados.



**Lámina 4.12:** Ubicación y secciones del dique Paso de las Piedras.

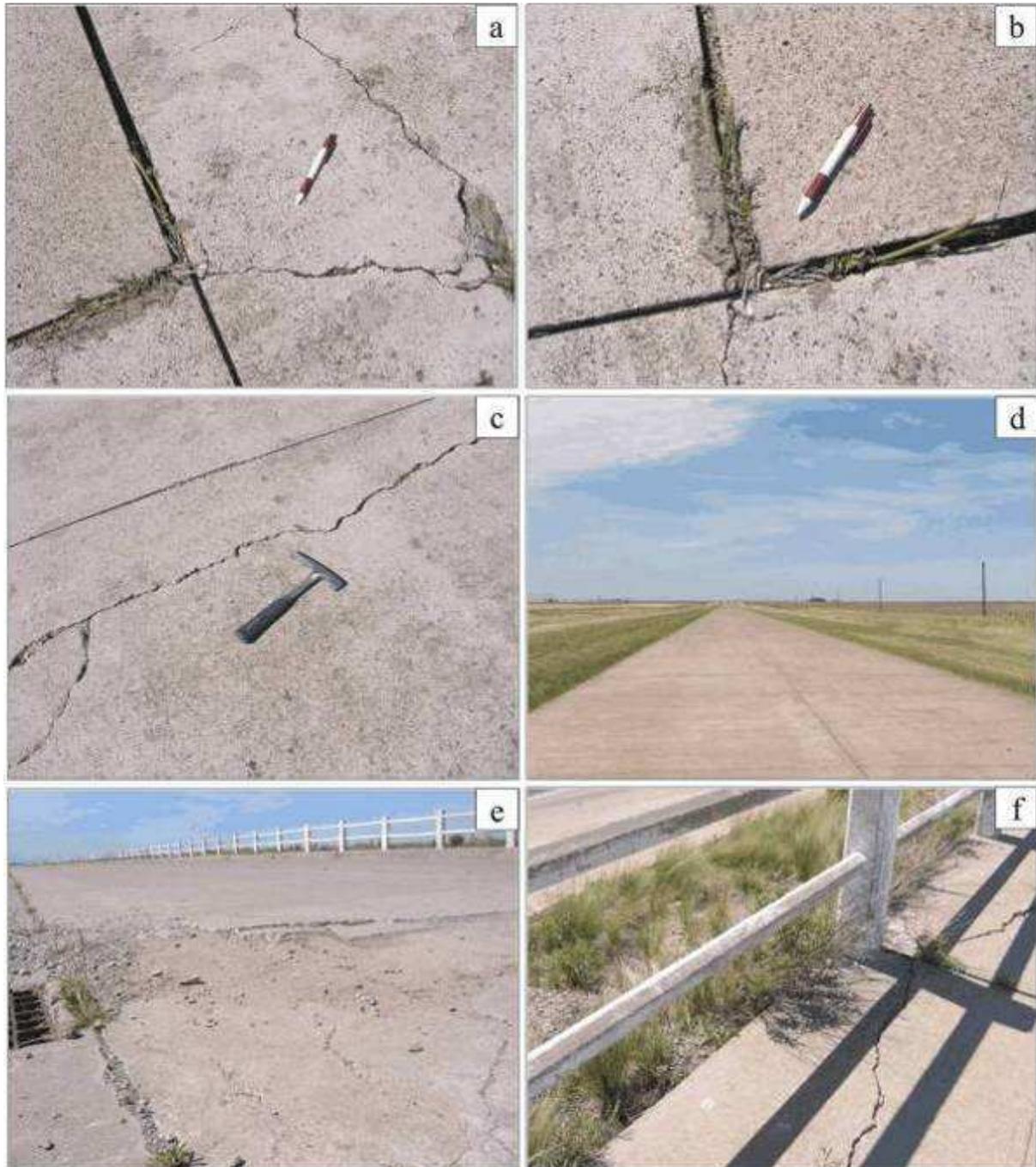
**a y b:** ubicación del dique y camino de acceso desde la Ruta Provincial N°51.

**c:** sección del dique.

**d:** camino de coronamiento.

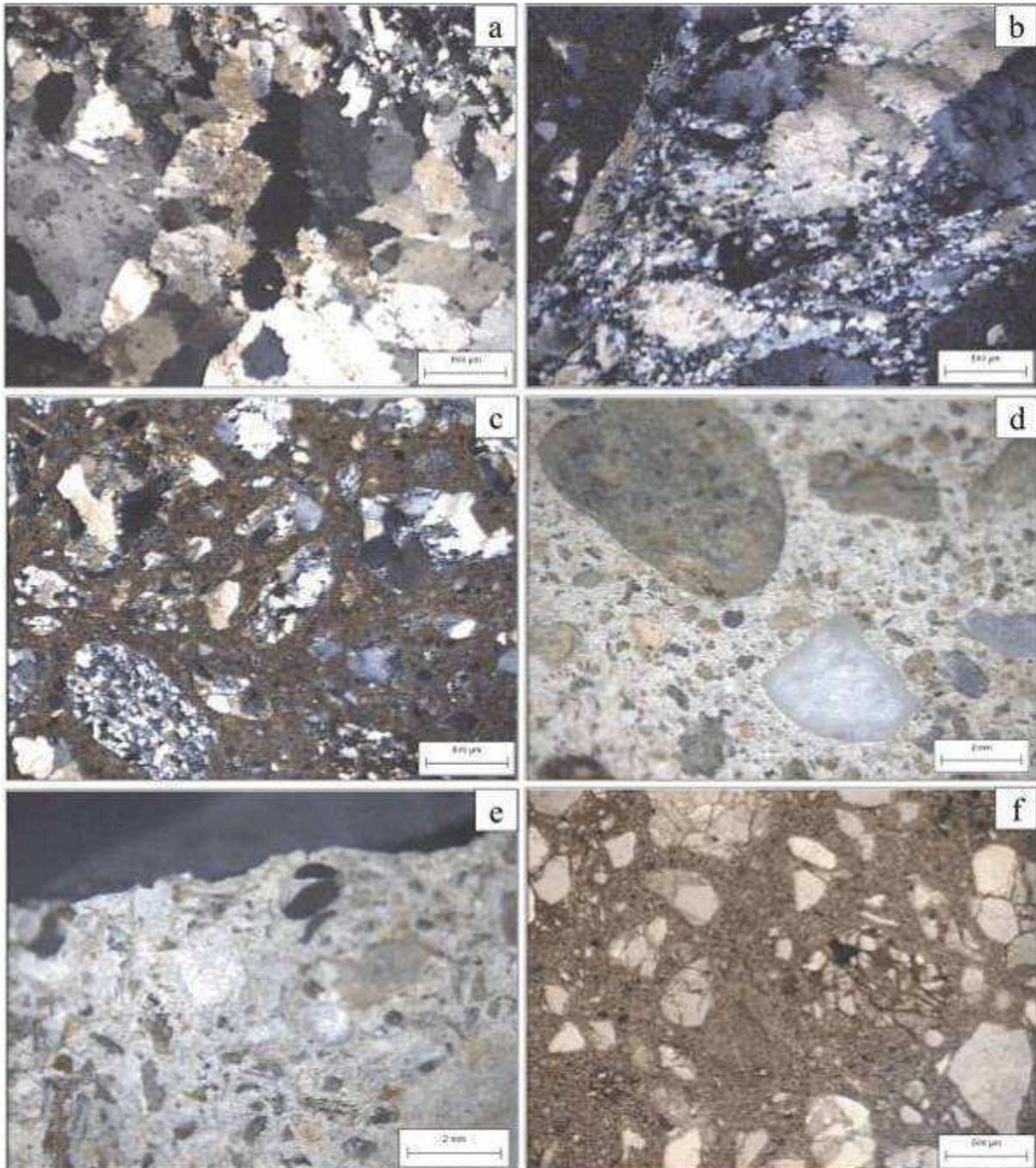
**e:** reparación mediante la incorporación de una pantalla de hormigón para evitar el arrastre de sedimento en la base.

**f:** equipos de perforación y tratamiento, instalados sobre al camino de coronamiento del dique



**Lámina 4.13:** Relevamiento del camino de acceso y de coronamiento del dique.

- a y b:** ausencia de material sellador entre paños contiguos de losas, en el pavimento del camino de acceso al dique.
- c:** fisura en dirección paralela a la junta de contracción.
- d:** sectores en perfecto estado de conservación.
- e:** deterioro en el pavimento del camino de coronamiento de la presa.
- f:** vereda peatonal con fisuras en una dirección predominante.



**Lámina 4.14:** Petrografía del hormigón.

- a:** clasto de cuarzo anhedral con fuerte extinción ondulate (con nicoles cruzados).
- b:** textura milonítica de un clasto de agregado grueso (con nicoles cruzados).
- c:** composición del agregado fino (con nicoles cruzados).
- d:** buen estado del hormigón, los contactos agregado–mortero son netos.
- e:** cavidades de aire tapizadas con hidróxido de calcio, carbonato de calcio y muy escasa cantidad de ettringita.
- f:** microfisuras incipientes y desprendimiento de algunos clastos de filitas.

### 4.2.3 Aeropuerto Comandante Espora



La pista del aeropuerto de la ciudad de Bahía Blanca está ubicada en jurisdicción de la Base Aeronaval Comandante Espora, principal base operativa de la Aviación Naval Argentina. Fue construida en el año 1962. En 1967, se habilitó el empleo parcial del aeródromo de la Base para la actividad civil, dotando a la ciudad de Bahía Blanca de un aeropuerto que permitió la comunicación aérea con el resto del país. La pista de aterrizaje está constituida por pavimento flexible (material asfáltico), en cambio, las dos cabeceras y las plataformas de estacionamiento de los helicópteros, por pavimentos rígidos (hormigón). Estas últimas fueron construidas en una etapa posterior y reparadas en varias oportunidades.

Se relevaron: las dos cabeceras de la pista de aterrizaje (34R y 16L), la plataforma de arribo de los aviones militares (zona 1) y las plataformas de estacionamiento de los helicópteros (zona 2) (lámina 4.15). Algunos sectores presentaban cierto grado de deterioro, presencia de fisuras, agregado grueso expuesto con falta de terminación superficial, y juntas si sellar con sus bordes rotos. En cambio, otras losas se encontraban en perfecto estado de conservación (lámina 4.16.a).

Se calaron testigos de 10 cm de diámetro y altura variable entre 14 y 27 cm, según los diferentes tramos de pavimento relevados, a fin de evaluar las posibles patologías y comparar los hormigones de los distintos sectores. Se realizaron ensayos de: densidad, absorción y porosidad (ASTM C642-97); resistencia a la compresión (IRAM 1551) y determinación de la

capacidad y velocidad de succión capilar de agua del hormigón endurecido (IRAM 1871). Se midió la profundidad del frente carbonatado mediante pulverización con fenolftaleína en solución alcohólica al 1%, sobre la superficie del hormigón recientemente expuesta. Con el fin de determinar la presencia de especies deletéreas en la composición de los agregados finos y gruesos, textura del hormigón, productos de neoformación en el interior de cavidades y microfisuras, que pudieran ser motivo del deterioro de las placas, se utilizó estereomicroscopio y microscopio de polarización sobre secciones delgadas.

### **Relevamiento**

Del estudio hecho “in situ”, se pueden describir los siguientes deterioros:

Fisuras de retracción plástica: es conocido que estas fisuras se producen cuando el pavimento se encuentra sometido a condiciones atmosféricas que favorecen una rápida evaporación del agua superficial (más rápido de lo que puede ser reemplazada por el agua de exudación). Se genera una contracción en el hormigón superficial y debido a la restricción proporcionada por las capas inferiores, se desarrollan tensiones de tracción que provocan fisuras poco profundas, que pueden formar un patrón poligonal aleatorio, o bien pueden aparecer básicamente paralelas unas a otras [Klaric, 2001]. En la lámina 4.16.b, se muestra el aspecto característico de este tipo de fisuras. El clima en esta zona es de características semiárido, con fuertes vientos y gran amplitud térmica diaria y estacional, favoreciendo el fenómeno.

Abrasión: en aquellos casos en que el agua de exudación asciende a la superficie, se genera una capa de hormigón más débil (nata), lo que lleva a una disminución de la resistencia superficial. Si el hormigón se ve sometido a la circulación de cargas frecuentes, se produce un desgaste por abrasión superficial. El daño comienza por el mortero y a medida que éste se pierde, el agregado grueso queda expuesto. En las láminas 4.16.c y d se observa el desgaste superficial de algunas de las losas estudiadas.

Juntas con sellado deficiente: se verificó la ausencia de material sellador entre paños contiguos de losas, permitiendo el ingreso de agua hacia la base. En la lámina 4.16.e, se puede apreciar dicha situación. No se observó crecimiento de vegetación en las juntas, dado que las mismas reciben un tratamiento con herbicidas (glifosato - sal isopropilamina), según lo indicado por personal del aeropuerto.

Defectos en la preparación de la base: cuando la base de una losa está compactada deficientemente, sumado al ingreso y egreso de agua, genera una pérdida del material de sustento, lo que cambia el estado de sollicitación de la losa por falta de apoyo (efecto viga). Ante la acción de cargas se produce la aparición de fisuras y grietas. En la lámina 4.16.f, se puede apreciar este tipo de fisuras en un grado de desarrollo tal, que provocó la pérdida de funcionalidad de la losa.

En la tabla 4.15 se resumen las dimensiones promedio de cinco testigos tomados en cada zona y sus principales características macroscópicas.

**Tabla 4.15:** Características macroscópicas del hormigón

Zona	Diámetro (cm)	Altura (cm)	Observaciones Macroscópicas
<b>1</b> Año 1985	9,3	24,0	Buen estado general. Algunas cavidades de aire prácticamente limpias y otras rellenas por material blanquecino. Piedra partida granítica de color negro y rojo. Algunas fisuras superficiales que se prolongan hasta 1 cm de profundidad.
<b>Cabecera 34 R</b> Año 1962	10,1	26,0	Excelente estado, sin fisuras y contactos netos entre agregados y mortero. Pocas cavidades de aire y vacías. Piedra partida granítica de color rojo. No se observan fisuras superficiales.
<b>2</b> Año 1985	9,3	16,5	Arena natural con abundantes conchillas. Piedra partida granítica. Muchas cavidades de aire pequeñas casi limpias. Algunas fisuras superficiales que se prolongan hasta 1,5 cm de profundidad.
<b>Cabecera 16 L</b> Año 1962	10,0	25,0	Piedra partida granítica de color rojo. Cavidades de aire grandes (5mm) sin rellenos. En los 7 cm superiores el contacto mortero-agregado no es neto, el resto presenta buen aspecto. Se observan fisuras superficiales hasta 3cm de profundidad.

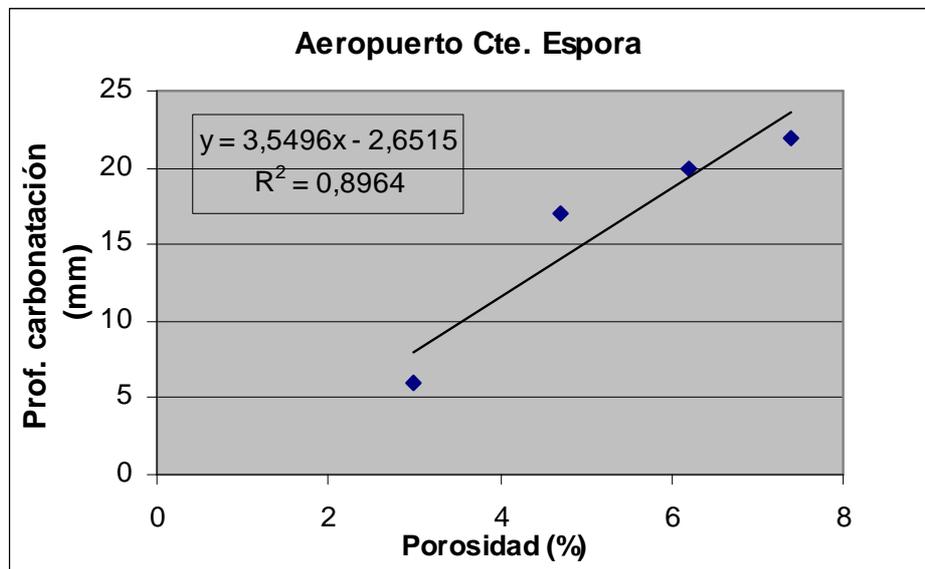
### Ensayos físico-mecánicos

Los resultados de las determinaciones de densidad, absorción y porosidad se detallan en la tabla 4.16. El valor indicado para cada zona, es el promedio de dos determinaciones. Se incluyen además, los resultados de la mediciones de profundidad de carbonatación.

**Tabla 4.16:** Densidad, absorción, porosidad y profundidad de carbonatación

Zona	Densidad (g/cm <sup>3</sup> )	Absorción (%)	Porosidad (%)	Prof. carbonat. (mm)
1	2,40	1,8	4,7	17
Cabecera 34R	2,48	1,1	3,0	6
2	2,36	2,5	6,2	20
Cabecera 16L	2,41	3,0	7,4	22

En la figura 4.19 se puede apreciar la correlación entre porosidad y profundidad de carbonatación, medidas en los diferentes testigos.

**Figura 4.19:** Relación entre porosidad y profundidad de carbonatación

Se confirma que los mayores valores de profundidad de carbonatación, corresponden a los hormigones de mayor porosidad.

Los resultados obtenidos en el ensayo de resistencia a compresión que se detallan en la tabla 4.17, fueron corregidos por esbeltez de acuerdo a lo indicado por la norma IRAM respectiva.

**Tabla 4.17:** Resistencia a compresión

Zona	Testigo	Resistencia a la compresión (MPa)
1	1	47,3
	2	37,2
	3	43,8
<b>Cabecera 34R</b>	1	57,5
2	1	50,6
	2	36,4
	3	50,2
	4	44,0
<b>Cabecera 16L</b>	1	32,7

Con los testigos correspondientes a las cuatro zonas se realizaron ensayos para determinar la capacidad (C) y la velocidad de succión capilar (S) de agua del hormigón endurecido. Se realizó un aserrado de cada uno de los testigos para obtener muestras de 5 cm de espesor. El corte se hizo midiendo a partir de la superficie de rodamiento. Los resultados se detallan a continuación (tabla 4.18 y figura 4.20):

**Tabla 4.18:** Capacidad y velocidad de succión capilar

Zona	C (g/m <sup>2</sup> )	S (g/m <sup>2</sup> s <sup>1/2</sup> )
1	587	0,49
<b>Cabecera 34R</b>	755	1,12
2	884	1,95
<b>Cabecera 16L</b>	2005	3,15

La velocidad de succión capilar del hormigón, para cada una de las muestras, se calculó como la pendiente de la recta obtenida mediante ajuste por cuadrados mínimos de la serie de puntos correspondientes al intervalo de tiempo comprendido entre 0,1 C y 0,9 C.

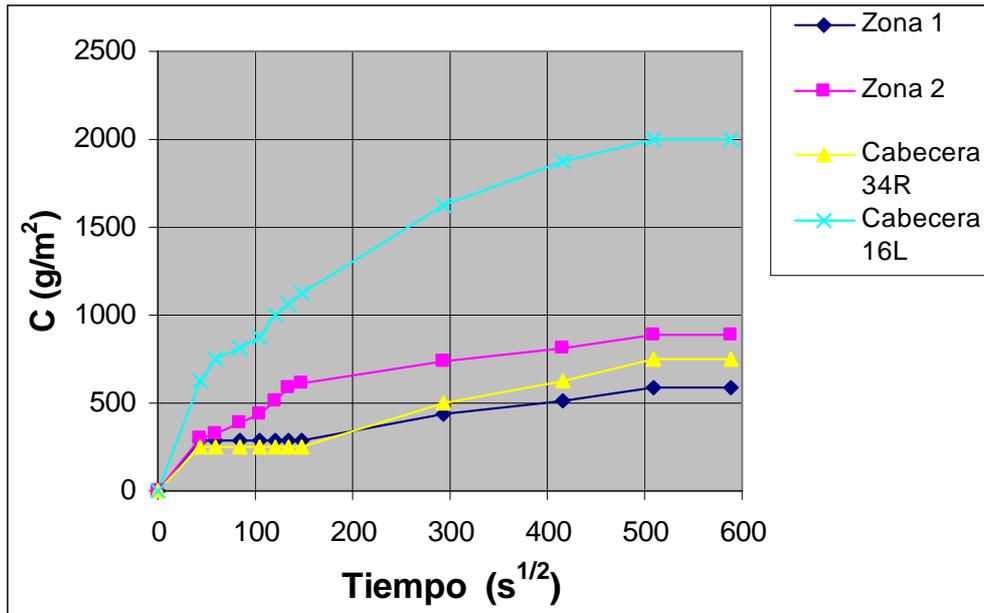


Figura 4.20: Succión capilar

### Observaciones con estereomicroscopio

**Zona 1:** el agregado grueso está constituido en forma predominante por una piedra partida granítica, con escasa cantidad de metamorfitas. El agregado fino es una arena natural con abundantes valvas carbonáticas. El estado del hormigón es muy bueno. No se observaron fisuras, ni productos de neoformación. Las cavidades de aire accidental, en general, están vacías. En ciertos sectores se observaron algunas parcialmente rellenas con hidróxido de calcio (Lámina 4.17.a).

**Cabecera 34R:** el agregado grueso es piedra partida granítica. El hormigón se presenta en excelente estado. Se observa algo de hidróxido de calcio tapizando parcialmente cavidades de aire accidental, aunque la mayoría se encuentran vacías (Lámina 5.17.b).

**Zona 2:** en la composición del agregado grueso predomina una piedra partida granítica, con rocas metamórficas subordinadas. En menor proporción se identificaron clastos de canto rodado polimíctico, en cuya composición predominan las rocas volcánicas. El agregado fino es una arena natural con abundantes conchillas. Se observan fisuras que si bien son numerosas, no son atribuibles al desarrollo de reacciones deletéreas. Algunas cavidades de

aire accidental se encuentran tapizadas por hidróxido de calcio, aunque la mayoría están vacías.

**Cabecera 16L:** el agregado grueso es piedra partida granítica. El estado del hormigón es muy bueno. Se determinó que las cavidades de aire accidental están vacías (Lámina 5.17.c).

### **Microscopía de polarización**

**Zona 1:** el agregado fino es una arena natural, de origen marino, constituida por cuarzo, valvas carbonáticas, rocas graníticas, cuarcitas, (el cuarzo tiene extinción ondulante), rocas volcánicas (con predominio de las básicas sobre las ácidas). La mayoría de estas rocas presentan pastas vítreas parcialmente desvitrificadas. También hay trizas de vidrio volcánico muy fresco y muy escasos piroxenos. El estado del hormigón es muy bueno. Los contactos agregado – mortero son netos, sin evidencias de reacciones de borde. Sólo se observaron escasas microfisuras, muy finas, vacías, no vinculadas con reacciones deletéreas y que sólo afectan a la pasta. No se observaron clastos fracturados (Lámina 5.17.d).

**Cabecera 34R:** en la composición del agregado grueso predomina la piedra partida granítica. El agregado fino es una arena natural de composición similar a la descrita para el sector 1. El mortero presenta escaso microfisuramiento, aunque en todos los casos las fisuras son muy finas y sólo afectan a la pasta. No hay evidencias del desarrollo de reacciones deletéreas. El estado del hormigón es muy bueno.

**Zona 2:** el agregado fino es el mismo que el descrito anteriormente. Se observa abundante calcedonia, rocas volcánicas, trizas de vidrio y valvas. En menor proporción se identificó cuarzo, rocas graníticas y cuarcitas. El agregado grueso es una piedra partida granítica (migmatita granítica, lámina 4.17.e). El estado del hormigón es bueno. No hay evidencias de desarrollo de reacciones deletéreas. Los contactos agregado – mortero son netos, aún en los clastos de rocas potencialmente reactivas. El hormigón es muy poroso. En algunos sectores superficiales se observa fuerte carbonatación del mortero, vinculado a las zonas de fisuras. Hay mayor microfisuramiento que en los testigos de los otros sectores, el que en algunos casos afecta tanto a la pasta como a algunos clastos del agregado fino. Son fisuras alineadas, es decir, no se observa la típica fisura en tres direcciones. Están vacías y no parecen asociadas

a reacciones deletéreas. No hay productos de neoformación. Las cavidades de aire accidental están vacías y no se observan coronas de reacción vinculadas a los clastos potencialmente reactivos.

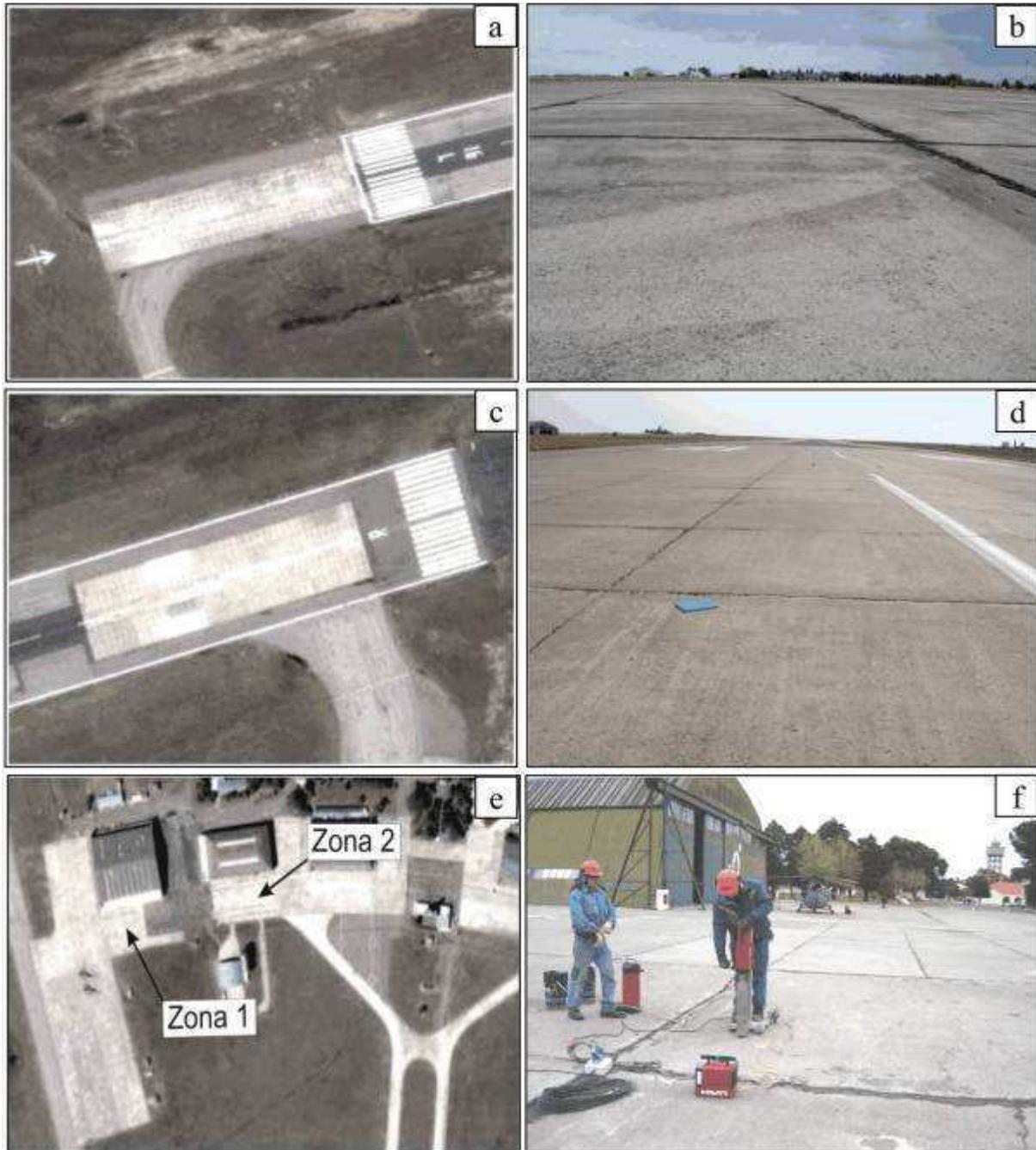
**Cabecera 16L:** el agregado fino es una arena natural, de origen marino, constituida por cuarzo, valvas carbonáticas, rocas graníticas, cuarcitas, rocas volcánicas (con predominio de las básicas sobre las ácidas). La mayoría de estas rocas presenta pastas vítreas parcialmente desvitrificadas. Algunos clastos son prácticamente de vidrio. También hay trizas de vidrio volcánico muy fresco (lámina 4.17.f). El cuarzo de la cuarcita tiene extinción ondulante. No hay desarrollo de productos de reacción. Los contactos agregado – mortero son netos, sin evidencias de reacciones de borde. Sólo se observó una microfisura, muy fina y vacía, no vinculada con reacciones deletéreas y que sólo afecta a la pasta. No se observaron clastos fisurados.

### **Análisis de los resultados**

- Las patologías que presenta el hormigón del aeropuerto se deben, en general, a deficiencias en las técnicas constructivas y en los programas de mantenimiento. La elección de los materiales y el proyecto de las mezclas fue el adecuado para esta estructura que lleva más de 45 años de vida útil.
- El pavimento de las cabeceras construido en el año 1962 presenta muy buen estado de conservación. Las muestras tomadas en la zona de la cabecera 16L indicaron la existencia de un hormigón de menor resistencia a la compresión y más poroso que el resto. Esto fue observado con microscopio y se evidencia en los mayores valores de absorción de agua y succión capilar. El hormigón de la cabecera 34R en cambio, presenta un buen estado de conservación y mejores valores de las propiedades mecánicas, lo que se manifiesta en un buen desempeño.
- El hormigón de las plataformas de aterrizaje de los helicópteros presenta evidencias de deterioro debido a la falta de mantenimiento de las juntas. Esto permitió el ingreso de agua a la base, y en posteriores ciclos de humedecimiento y secado se produjo la fuga de suelo y la socavación de la losa. Esta modificación del estado de sollicitación hizo que frente a las

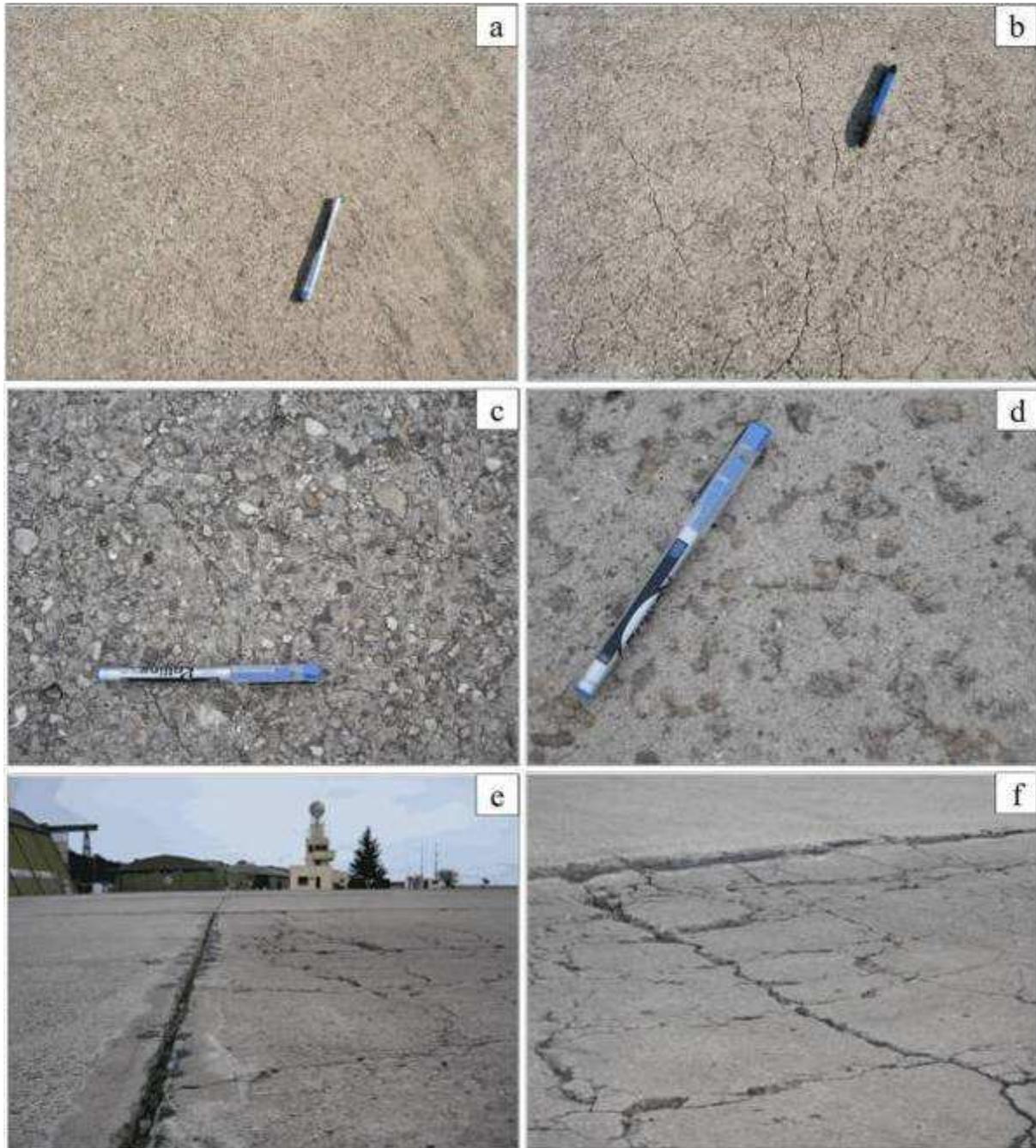
cargas, la losa de hormigón simple falle por flexión. Independientemente, los valores de resistencia a la compresión son acordes al tipo de estructura.

- Un mal curado del hormigón ubicado en una zona de clima agresivo, produjo en algunas losas un estado de fisuración por retracción plástica. Una excesiva exudación generó zonas con piedras expuestas y falta de lisura superficial.
- A pesar que el agregado fino contiene materiales deletéreos tales como rocas volcánicas con pastas vítreas, vidrio volcánico, calcedonia y cuarzo con extinción ondulante, no se desarrollaron reacciones deletéreas tipo reacción álcali-sílice (RAS).



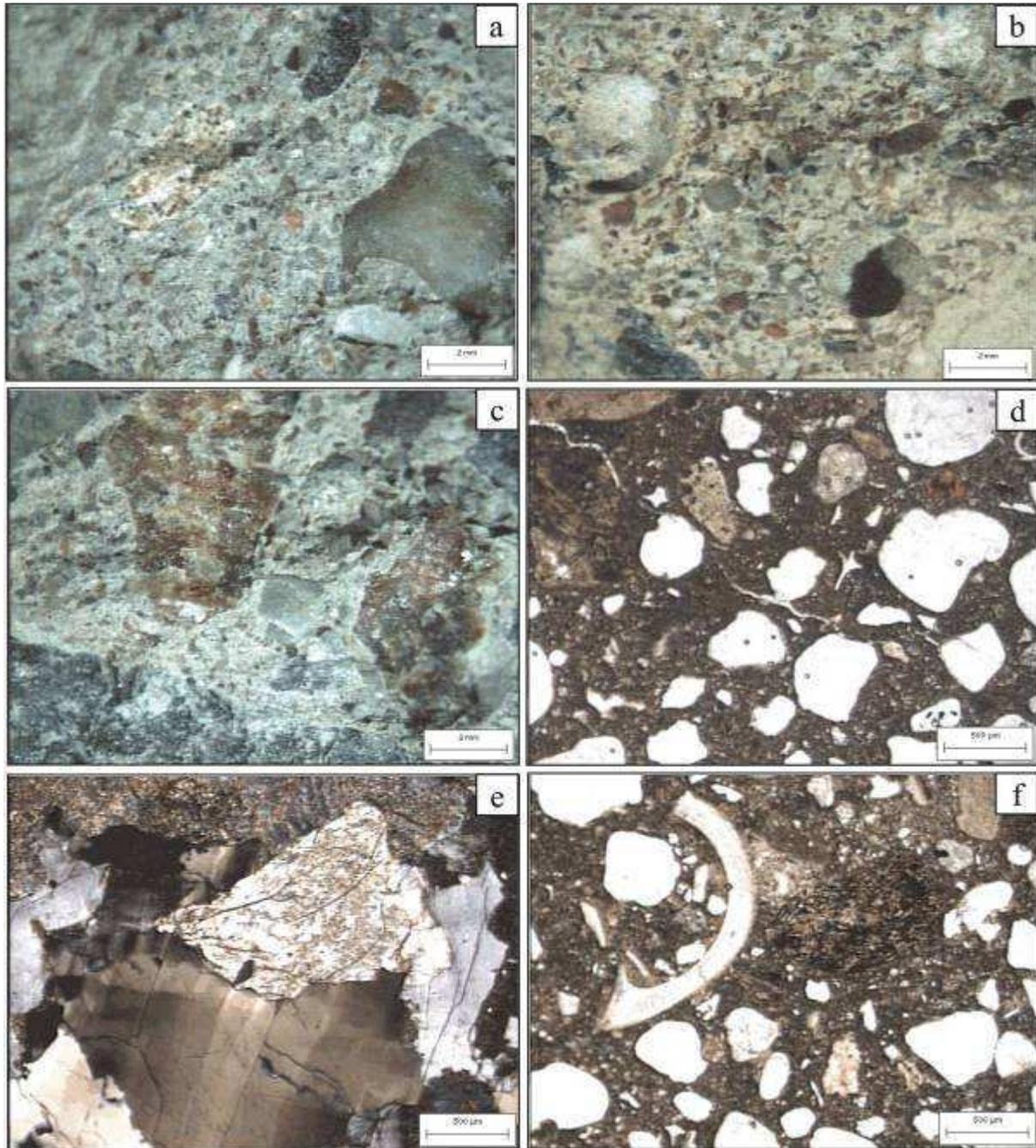
**Lámina 4.15:** Zonas relevadas del aeropuerto Comandante Espora.

- a:** vista aérea de la cabecera 16L de la pista de aterrizaje.
- b:** placas de hormigón de la cabecera 16L.
- c:** vista aérea de la cabecera 34R de la pista de aterrizaje.
- d:** placas de hormigón de la cabecera 34R.
- e:** plataforma de arribo de los aviones militares (zona 1) y plataformas de estacionamiento de los helicópteros (zona 2)
- f:** extracción de testigos en la zona 1.



**Lámina 4.16:** Relevamiento del aeropuerto Comandante Espora.

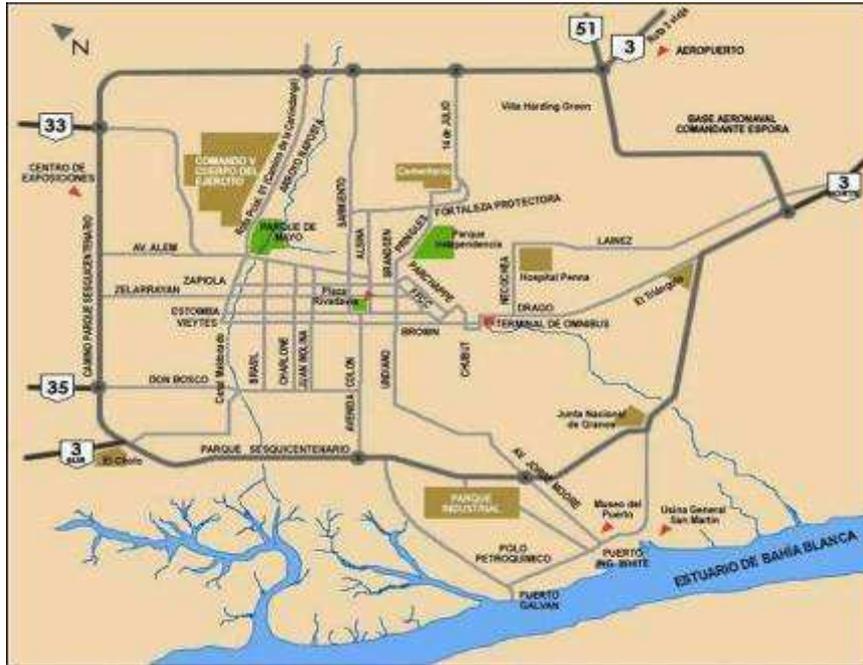
- a:** losa en perfecto estado de conservación.
- b:** fisuras características del fenómeno de retracción plástica.
- c y d:** desgaste superficial de algunas de las losas relevadas.
- e:** ausencia de material sellador entre paños contiguos de losas.
- f:** fisuras y grietas debido a una base deficientemente compactada.



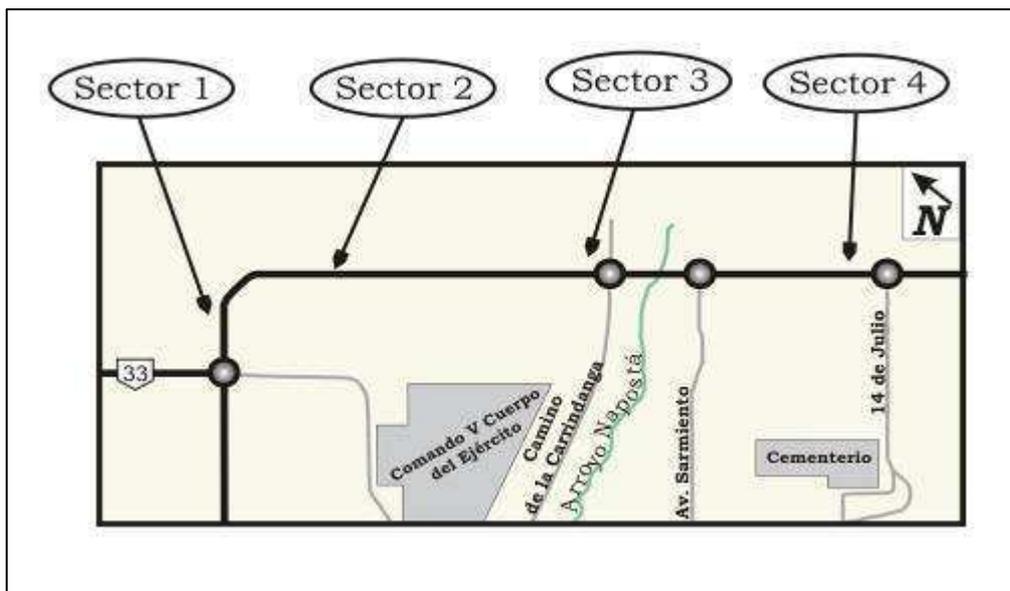
**Lámina 4.17:** Petrografía del hormigón.

- a y b:** buen estado del hormigón correspondiente a la zona 1, se observa algo de hidróxido de calcio tapizando parcialmente cavidades de aire.
- c:** hormigón correspondiente a la cabecera 16L en excelente estado.
- d:** microfisuras muy finas y vacías no vinculadas con reacciones deletereas (zona 1).
- e:** piedra partida granítica del agregado grueso (zona 2).
- f:** cuarzo, valvas carbonáticas, rocas volcánicas con pastas vítreas y trizas de vidrio volcánico fresco correspondiente al agregado fino del hormigón de la cabecera 16L.

#### 4.2.4 Ruta de Circunvalación a la ciudad de Bahía Blanca



Se estudió el pavimento de hormigón del camino de circunvalación de la ciudad de Bahía Blanca, realizado en dos etapas constructivas: la primera entre los años 1988 y 1990, y la segunda en el año 1993. Se relevó un tramo de aproximadamente 15 km, dividido en cuatro sectores, algunos de los cuales presentaban un avanzado estado de deterioro. En la figura 4.21 se muestra un bosquejo de los tramos estudiados.



**Figura 4.21:** Sectores relevados de la ruta de Circunvalación

Se calaron testigos en cada sector, de 10 cm de diámetro y altura variable entre 20,0 y 23,0 cm dependiendo del espesor del pavimento. El sector 4 corresponde a la primera etapa constructiva, y los sectores 1 y 2, a la segunda. La primera etapa finalizó a la altura del puente que cruza la Ruta Provincial N° 1, donde se ubica el sector 3. Allí se calaron tres testigos. Uno prácticamente sobre el puente (pavimento de la primera etapa), otro en la bajada de acceso a la ruta provincial y el tercero sobre la ruta de Circunvalación. Cabe acotar que estos dos últimos testigos pertenecen al pavimento de la segunda etapa constructiva. En la lámina 4.18.a se observa una vista general del sector 2.

Sobre éstos se realizaron los siguientes ensayos físicos y mecánicos: densidad, absorción y porosidad (ASTM C642-97); resistencia a la compresión (IRAM 1551) y determinación de la capacidad y velocidad de succión capilar de agua del hormigón endurecido (IRAM 1871). Se midió la profundidad del frente carbonatado mediante pulverización con fenolftaleína en solución alcohólica al 1%, sobre la superficie del hormigón recientemente expuesta.

### **Relevamiento**

**Sector 1:** Las placas de hormigón se encuentran fisuradas, en algunos casos con levantamiento en las zonas de contacto. El agregado está constituido por piedra partida granítica y arena natural. Hasta una profundidad de 10 cm, los testigos presentan buen estado, luego se observan huecos por mala compactación, cavidades de aire rellenas parcialmente, exudados blanquecinos y algunos clastos con coronas de reacción. En la lámina 4.18.b se muestra el fisuramiento en forma de mapa que presenta el pavimento y en la lámina 4.18.c se aprecia un testigo recién extraído.

**Sector 2:** Se observan fisuras características de los fenómenos de retracción (lámina 4.18.d). Las juntas de dilatación perdieron el material sellador y se completan con material granular. De la observación macroscópica de los testigos surge que el agregado es piedra partida granítica y arena natural. En el hormigón se observan nidos de abeja, abundantes cavidades de aire rellenas parcialmente. No se aprecian fisuras a simple vista.

**Sector 3:** En las proximidades de las juntas entre placas se observan fisuras de distintas longitudes y anchos (lámina 4.18.e). Agregados: piedra partida granítica y dos tipos de arena natural. En el hormigón se observan abundantes cavidades de aire accidental, con una buena compactación. Se observan fisuras superficiales que se continúan hasta una profundidad de 1 cm. Huecos tapizados de hasta 2,5 cm. Algunos clastos separados parcialmente del mortero.

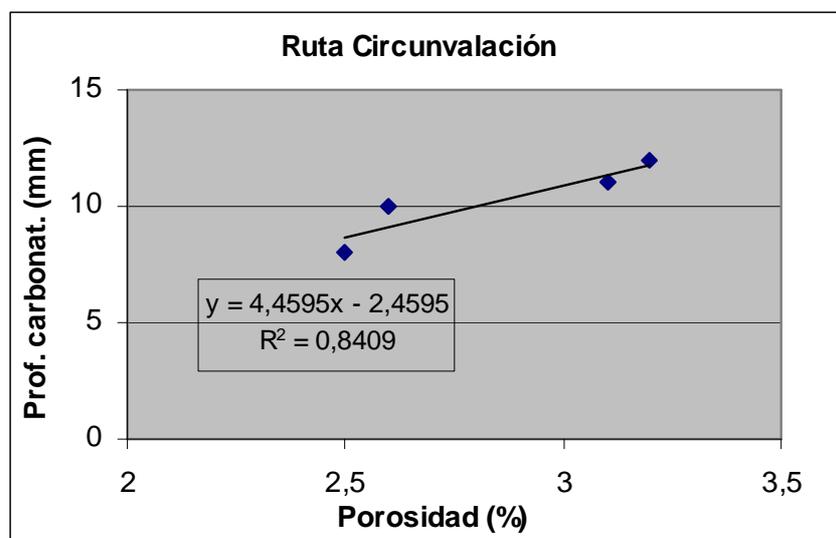
**Sector 4:** Los cordones cunetas y las losas de hormigón se encuentran en buen estado, con alguna fisura de tipo estructural, aislada y paralela al eje del camino (lámina 4.18.f). Los agregados empleados son piedra partida granítica y arena natural con abundantes conchillas. Los testigos tienen buen estado general, con cavidades de aire accidental de hasta 5 mm de diámetro. No se observan fisuras.

### Ensayos físico-mecánicos

Los resultados de los ensayos de densidad, absorción y porosidad, se detallan en la tabla 4.19 (los valores indicados son promedio de dos determinaciones). Se incluyen además, los resultados de la mediciones de profundidad de carbonatación. En la figura 4.22 se puede apreciar la correlación entre porosidad y profundidad de carbonatación, medidas en los diferentes testigos.

**Tabla 4.19:** Densidad, absorción y porosidad

Muestras	Densidad (g/cm <sup>3</sup> )	Absorción (%)	Porosidad (%)	Prof. carbonat. (mm)
Sector 1	2,43	1,2	3,1	11
Sector 2	2,46	1,0	2,6	10
Sector 3	2,45	0,9	2,5	8
Sector 4	2,44	1,1	3,2	12



**Figura 4.22:** Relación entre porosidad y profundidad de carbonatación

Se confirma que los mayores valores de profundidad de carbonatación, corresponden a los hormigones de mayor porosidad.

Los resultados de resistencia a compresión, se detallan en la tabla 4.20.

**Tabla 4.20:** Resistencia a compresión

Testigos		Resist. compresión (MPa)
Sector 1	1a	38,0
	1b	60,3
Sector 2	2a	59,7
Sector 3	3a	41,6
	3b	44,2
Sector 4	4a	44,0
	4b	53,1

Considerando que el valor de la resistencia a la compresión, por sí solo, no puede predecir con exactitud el comportamiento a largo plazo de los pavimentos de hormigón, se estudiaron otras propiedades que pueden evaluar la durabilidad del material [Mohr et al. 2000].

La resistencia es una propiedad que tarda mucho en verse afectada al desarrollarse fenómenos de reacción álcali-sílice. Sin embargo su determinación siempre es recomendable para dar una idea del nivel de seguridad estructural que mantiene la obra [Alaejos et al., 2005].

Para realizar la determinación de la capacidad (C) y la velocidad de succión capilar (S) de agua del hormigón endurecido, se realizó un aserrado del testigo para obtener una muestra de 5 cm de espesor. El corte se hizo midiendo a partir de la superficie de rodamiento. Los resultados obtenidos se detallan en la tabla 4.21.

**Tabla 4.21:** Capacidad y velocidad de succión capilar

Muestras	C (g/m <sup>2</sup> )	S (g/m <sup>2</sup> seg <sup>1/2</sup> )
Sector 1	812	0,94
Sector 3	1894	2,42
Sector 4	531	0,42

La velocidad de succión capilar del hormigón, para cada una de las muestras, se calculó como la pendiente de la recta obtenida mediante ajuste por cuadrados mínimos de la serie de puntos

correspondientes al intervalo de tiempo comprendido entre 0,1 C y 0,9 C. Las gráficas de cada uno de los testigos se pueden observar en la figura 4.23.

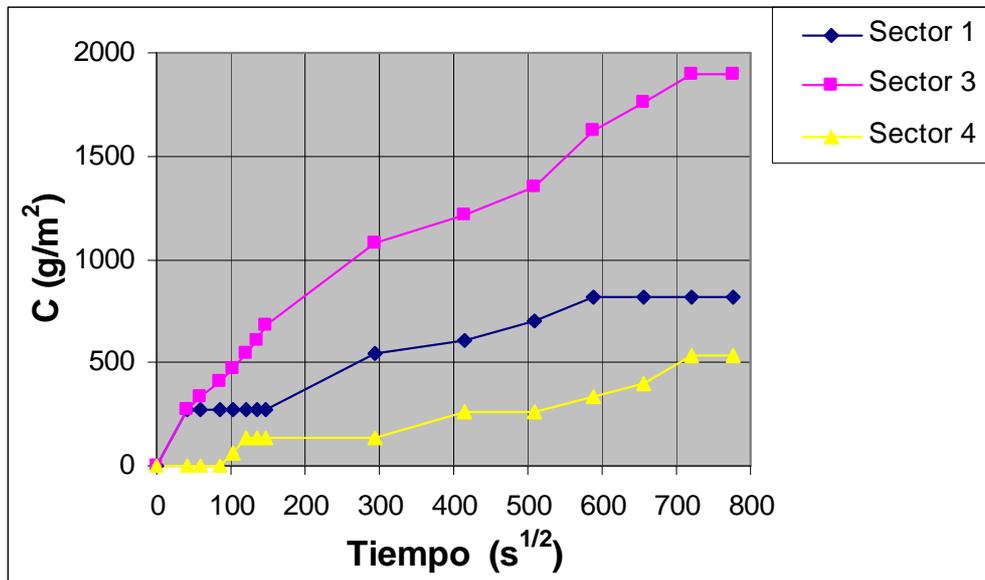


Figura 4.23: Succión capilar

El testigo del sector 3 presentaba una pequeña fisura en la cara de absorción que podría explicar el elevado valor de velocidad y capacidad de succión capilar, en comparación a los resultados obtenidos en los otros dos testigos ensayados.

### Observaciones con estereomicroscopio y microscopía de polarización

**Sector 1:** El hormigón analizado tiene abundantes productos de neoformación. En la lámina 4.19.a se observa un material blanco masivo, en partes brillante, casi transparente. Es frecuente la presencia de ettringita en el interior de las cavidades de aire accidental. Hay escasas fisuras rellenas con el mismo material que en la superficie del hormigón. Se observan clastos de arena con coronas de reacción y material de neoformación (lámina 4.19.b). Algunas cavidades se encuentran totalmente colmatadas y hay fisuras que se presentan selladas con productos de reacción (lámina 4.19.c).

El agregado fino identificado es una arena natural constituida por abundantes rocas volcánicas (predominan las básicas sobre las ácidas), con pastas principalmente vítreas tanto frescas como alteradas (desvitrificadas). En menor proporción se identifica cuarzo, rocas graníticas, feldespatos, piroxenos, minerales opacos y carbonato de calcio. Es abundante el

vidrio volcánico fresco que se presenta en forma de trizas. El agregado grueso es piedra partida granítica. El hormigón presenta microfisuramiento en la pasta, atravesando también a algunos clastos del agregado fino (lámina 4.19.d). Las fisuras se encuentran rellenas con un material anisótropo. Hay carbonatación del mortero. En la lámina 4.19.e se muestra una fisura en 3 direcciones a 120° que afecta tanto a la pasta como a los clastos, típico de la reacción álcali-sílice. Las cavidades de aire accidental y las microfisuras están parcialmente rellenas por ettringita y carbonato de calcio, como se evidencia en la lámina 4.19.f (con nicoles cruzados).

**Sector 2:** El hormigón presenta buen estado de conservación, no se observan microfisuras. Algunas cavidades de aire accidental están tapizadas con ettringita. Es abundante la carbonatación del mortero (lámina 4.20.a).

El agregado grueso y fino es el mismo que el descrito en el sector 1. Se observa un marcado microfisuramiento, que afecta a algunos clastos del agregado fino (lámina 4.20.b). Se ve que el mortero presenta fuerte carbonatación (lámina 4.20.c con nicoles cruzados).

**Sector 3:** Algunos agregados encontrados en este sector tienen bordes de reacción y un material blanco producto de neoformación, desarrollado en la superficie (lámina 4.20.d y e). El estado general del hormigón es bueno. El agregado grueso predominante es piedra partida granítica. También se observa canto rodado constituido principalmente por rocas volcánicas. Como agregado fino se reconocen dos tipos de arena de diferente composición.

En este sector se observan dos hormigones realizados con diferente agregado fino, que corresponden a las dos etapas constructivas del camino. El agregado grueso es el mismo. El que corresponde a la segunda etapa, está constituido por una arena similar a la descrita en los testigos anteriores. Hay mucho vidrio volcánico fresco. Se observan microfisuras parcialmente rellenas, lo que evidencia desarrollo de una RAS incipiente. Hay fuerte carbonatación del mortero. El pavimento de la primera etapa tiene una arena natural de composición diferente. Es de origen marino, con predominio de valvas (carbonato de calcio), tosca, cuarzo y rocas graníticas (lámina 4.20.f). En menor proporción se identificaron rocas volcánicas. El mortero está sano. Solo se observaron microfisuras muy finas, vacías y que afectan sólo a la pasta. No hay evidencias de desarrollo de reacciones deletéreas. Las cavidades de aire accidental también se encuentran vacías.

**Sector 4:** El testigo presenta buen estado de conservación. Hay escasos exudados, principalmente en cavidades de aire accidental. Los contactos agregado-mortero son netos (lámina 4.21.a y b).

El agregado fino está constituido principalmente por valvas carbonáticas, cuarzo, tosca, rocas graníticas, cuarcitas y en menor proporción vulcanitas básicas y ácidas, feldespatos, minerales opacos y piroxenos. El agregado grueso es piedra partida granítica. La lámina 4.21.c muestra partículas de calcedonia, tosca, cuarzo y valvas que constituyen la arena. En la lámina 4.21.d se aprecia el contacto neto entre el mortero y el agregado grueso granítico. El hormigón presenta excelente estado de conservación, no se observaron fracturas, ni productos de reacción (lámina 4.21.e y f, con luz paralela y nicoles cruzados respectivamente).

#### **Difractometría de rayos X y microscopía electrónica de barrido (SEM-EDS)**

Los estudios por DRX permitieron confirmar la presencia de portlandita, ettringita y calcita en la superficie del hormigón correspondiente a la segunda etapa constructiva, y en el interior de cavidades de aire accidental. En la lámina 4.22.a se muestra la ettringita vista con SEM. El análisis por EDS determinó la existencia de S, Al, O y Ca (lámina 4.22.b). En la lámina 4.22.c se muestra el material de neoformación desarrollado en una zona de contacto agregado reactivo-mortero. La composición química, analizada por EDS es: Si, Al, O, Ca, K, y Na (lámina 4.22.d). La lámina 4.22.e corresponde al producto desarrollado sobre una partícula de agregado potencialmente reactivo. La composición química es Si, Ca, Al, Na y K (lámina 4.22.f).

#### **Análisis de los resultados**

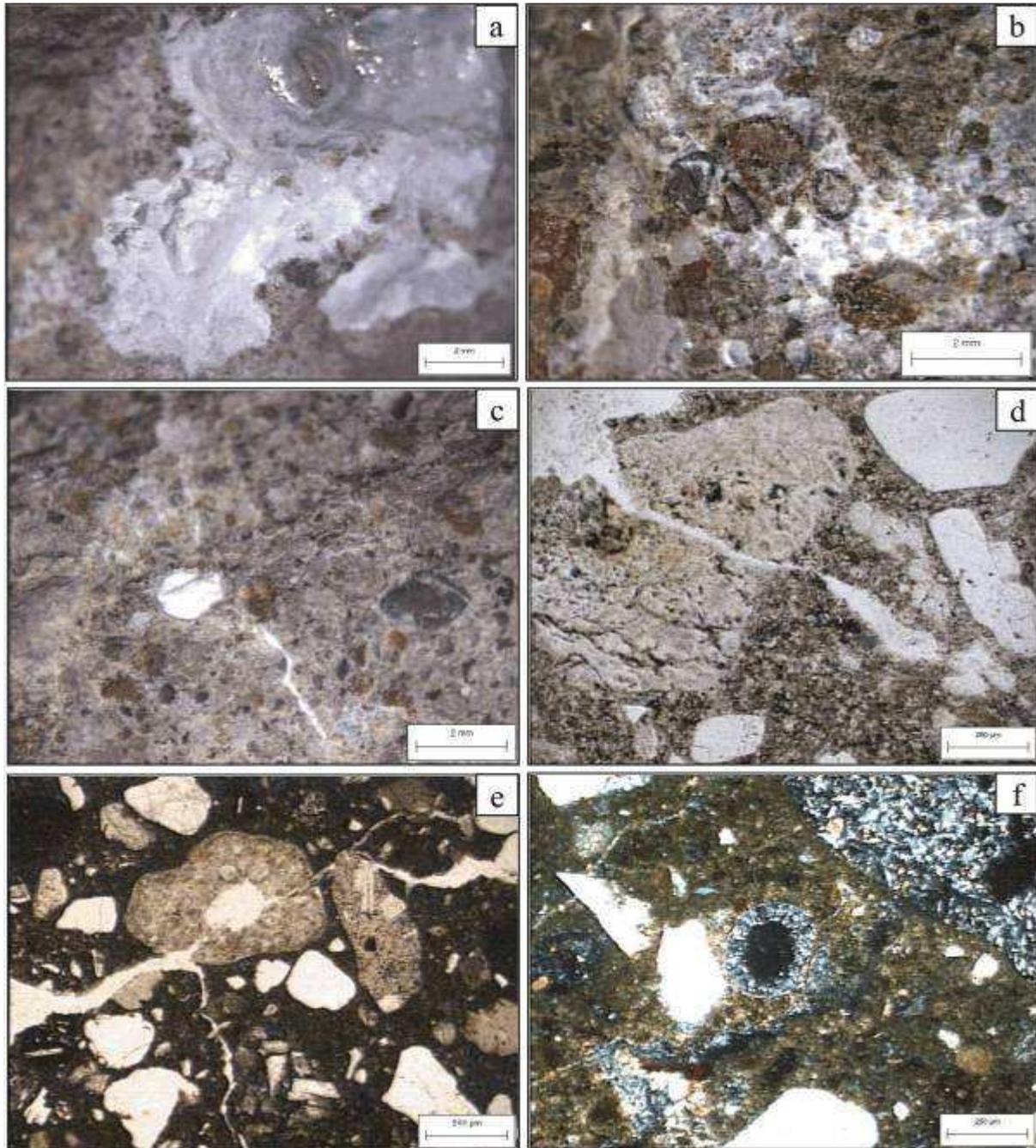
- El hormigón correspondiente a la primera etapa constructiva (sector 4 y parte del 3), se encuentra en buen estado de conservación, no encontrándose afectado por acción del medio ambiente. Además, no se observaron evidencias de desarrollo de reacciones deletéreas.

- El hormigón de la segunda etapa (sectores 1, 2 y parte del 3), presenta evidencias del desarrollo de la RAS, debiendo ser calificado como avanzado en el sector 1, moderado en el sector 2 e incipiente en la parte afectada del sector 3. Se identificaron productos de neoformación y se observaron coronas de reacción en clastos reactivos, principalmente de rocas volcánicas vítreas.
- Este comportamiento diferencial se debe por un lado, a la diferente composición del agregado fino y por otro, a las características del medio ambiente. En el hormigón de la etapa 2 se utilizó una arena con abundante contenido de especies deletéreas (vidrio volcánico y pastas vítreas de las rocas volcánicas). El sector 4 corresponde a una de las zonas más altas de la región y la parte sana del sector 3 está sobre un puente elevado que cruza otra carretera, con buen drenaje que impide la acumulación de agua de lluvia, mientras que los sectores deteriorados se encuentran en zonas bajas, con escurrimiento lento, lo que hace que el agua permanezca sobre el pavimento durante períodos más prolongados de tiempo, es especial en los meses de otoño y primavera que son los más lluviosos.
- Deficiencias en las técnicas constructivas y en los programas de mantenimiento colaboraron para generar un estado de fisuración en algunos de los sectores estudiados. Esta patología favoreció el ingreso de agua, promoviendo la aparición de otro tipo de patología como la RAS.
- Si bien aún las propiedades físicas y mecánicas del hormigón no se vieron afectadas, las placas del sector 1 debieron ser reemplazadas, debido a su elevado grado de deterioro por acción de la RAS.



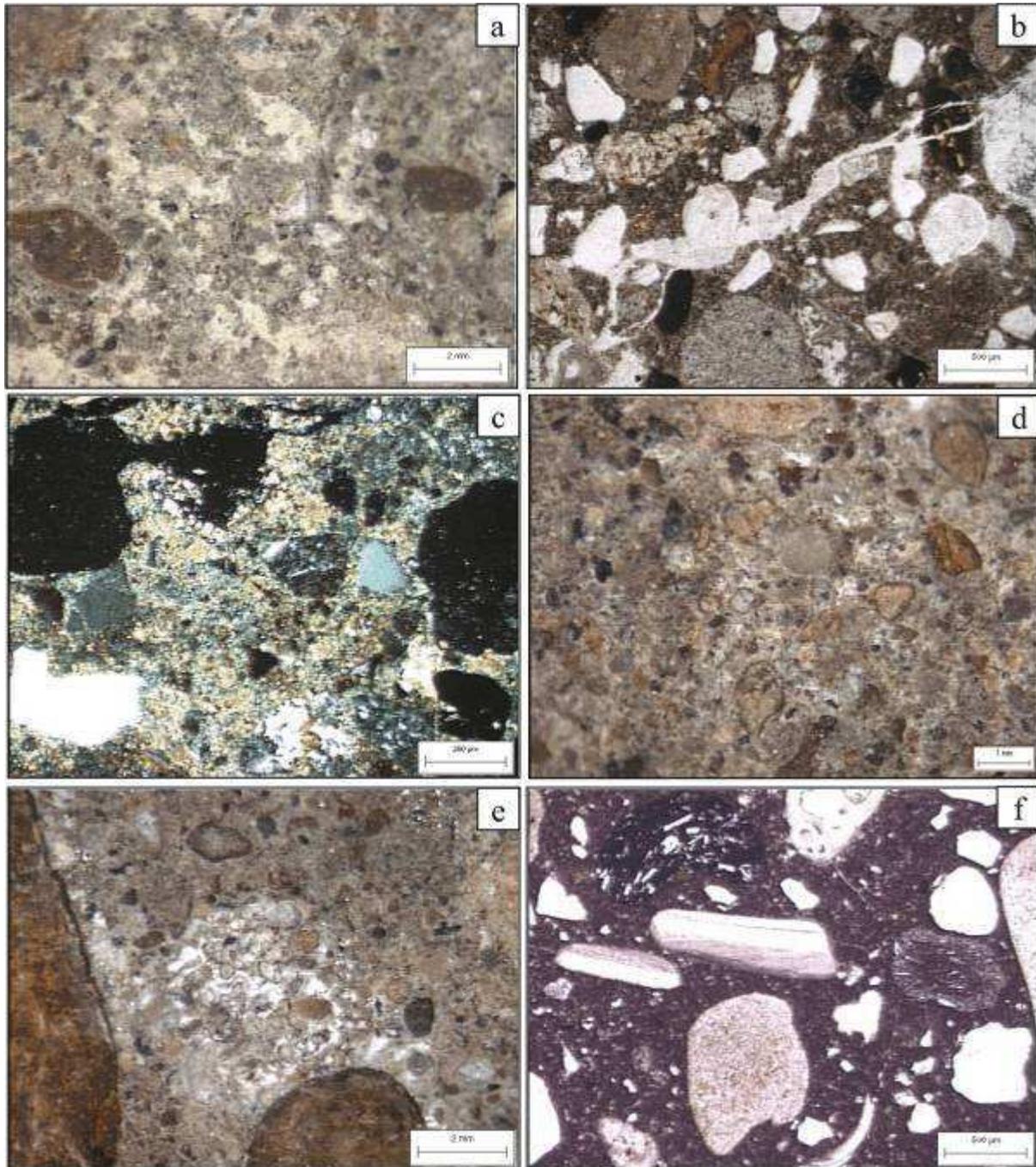
**Lámina 4.18:** Relevamiento de la ruta de Circunvalación.

- a:** vista general del sector 2.
- b:** fisuramiento en forma de mapa en el sector 1.
- c:** testigo recién extraído en el sector 1.
- d:** fisuras características del fenómeno de retracción en el sector 2.
- e:** fisuras paralelas a la dirección de juntas transversales en el sector 3.
- f:** fisura aislada, paralela al eje del camino en el sector 4.



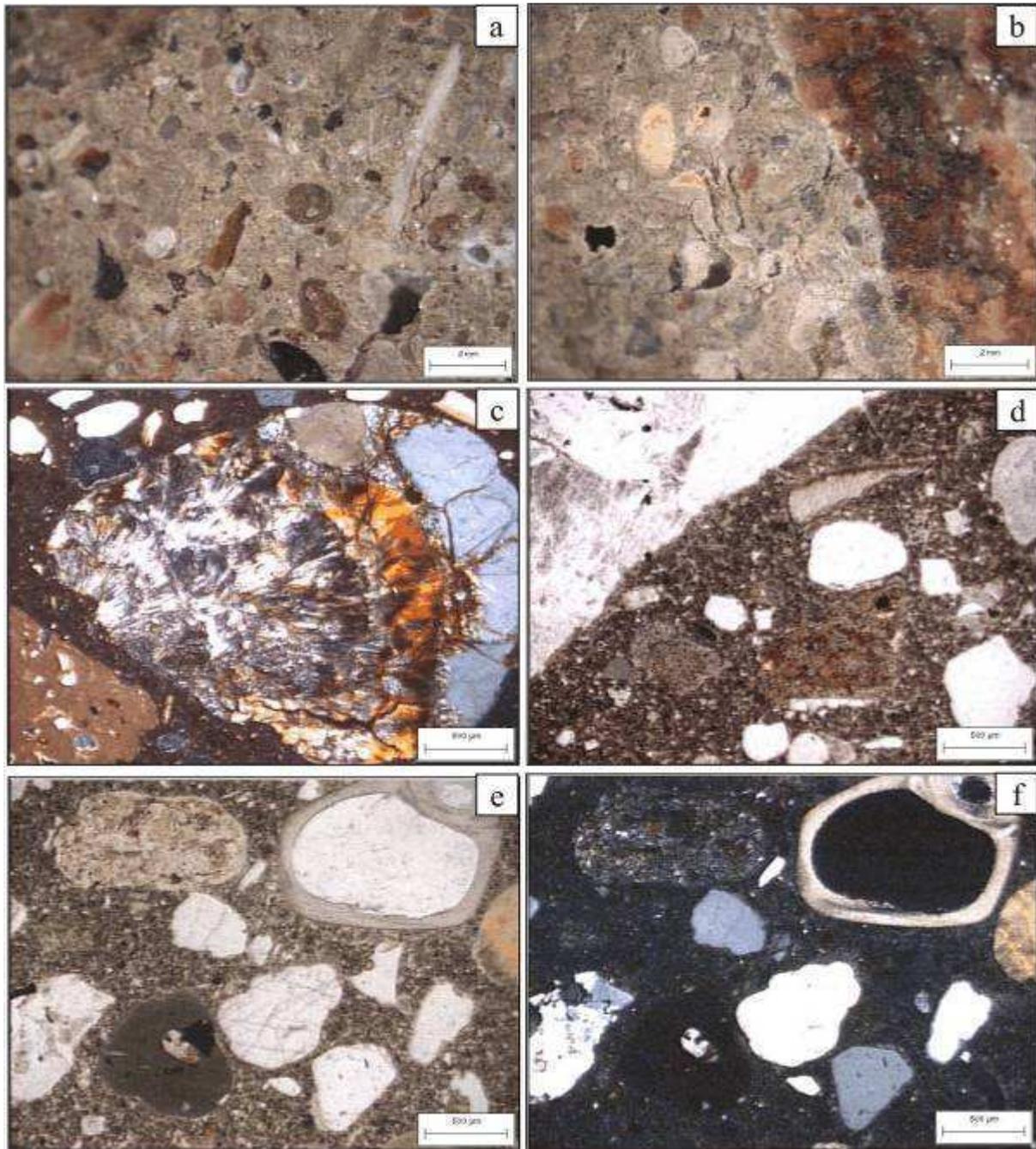
**Lámina 4.19:** Petrografía del sector 1.

- a:** abundantes productos de neoformación en cavidades de aire.
- b:** clastos de arena con coronas de reacción y material de neoformación.
- c:** cavidad totalmente colmatada y fisura sellada con productos de reacción.
- d:** microfisuramiento en la pasta que atraviesa también a algunos clastos de agregado fino.
- e:** fisura en 3 direcciones a  $120^\circ$  que afecta tanto a la pasta como a los clastos, típico de la reacción álcali-sílice.
- f:** cavidades de aire y microfisuras parcialmente rellenas por ettringita y carbonato de calcio (con nicoles cruzados).



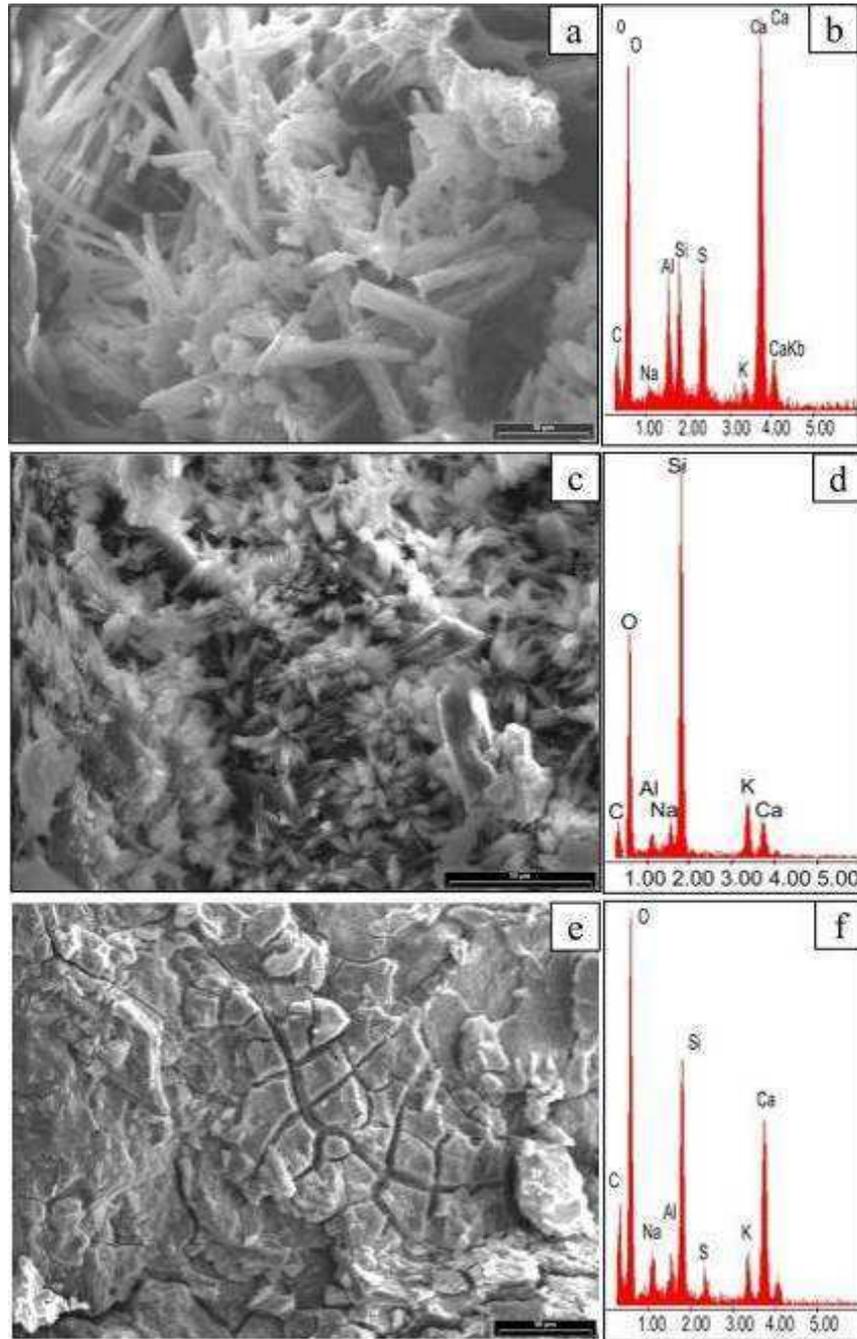
**Lámina 4.20:** Petrografía del sector 2 y sector 3.

- a:** hormigón en buen estado, algunas cavidades de aire tapizadas con ettringita y abundante carbonatación del mortero.
- b:** marcado microfisuramiento que afecta algunos clastos de agregado fino.
- c:** fuerte carbonatación del mortero (con nicoles cruzados).
- d:** algunos agregados con coronas de reacción.
- e:** abundante material de neoformación desarrollado en la superficie del mortero.
- f:** arena de origen marino con predominio de valvas carbonáticas, tosca, cuarzo y rocas graníticas.



**Lámina 4.21:** Petrografía del sector 4.

- a:** hormigón en buen estado de conservación con escasos exudados en cavidades de aire.
- b:** contacto agregado-mortero neto.
- c:** partículas de calcedonia, tosca, cuarzo y valvas que constituyen la arena.
- d:** contacto agregado-mortero neto.
- e:** excelente estado de conservación (con luz paralela).
- f:** ídem con nicoles cruzados.



**Lámina 4.22:** Microscopía electrónica de barrido (SEM-EDS).

**a:** ettringita vista con SEM.

**b:** análisis por EDS correspondiente: S, Al, O y Ca.

**c:** material de neoformación desarrollado en la interfase agregado reactivo-mortero.

**d:** composición química analizada por EDS correspondiente: Si, Al, O, Ca, K, y Na.

**e:** producto desarrollado sobre unagregado potencialmente reactivo.

**f:** composición química determinado por EDS correspondiente: Si, Ca, Al, Na y K.

### 4.3 OBRAS EMPLAZADAS EN AMBIENTE MARINO

El agua de mar presenta valores de salinidad total del orden de 3.5%, con oscilaciones según la localización geográfica y la época del año. Las mayores concentraciones iónicas son las de  $\text{Na}^+$  y  $\text{Cl}^-$ , que alcanzan los 11.000 y 20.000 mg/litro, respectivamente. También hay cantidades significativas de  $\text{Mg}^{2+}$  y  $\text{SO}_4^{2-}$ , normalmente 1.400 y 2.700 mg/litro [Mehta y Monteiro, 1993].

A modo de ejemplo, la salinidad correspondiente a la zona de Bahía Blanca, calculada como promedio de determinaciones realizadas durante dieciocho meses, es de 3,37 % [Traversa, 2001]. Las concentraciones iónicas promedio correspondientes a las aguas del Océano Atlántico son  $\text{Cl}^-$ : 1,94 %,  $\text{Na}^+$ : 1,08 %,  $\text{Mg}^{2+}$ : 0,13 % y  $\text{SO}_4^{2-}$ : 0,27 %. También contiene oxígeno y dióxido de carbono disueltos, cuyos porcentajes varían sensiblemente en función de las condiciones locales.

Por lo tanto, el hormigón expuesto a un ambiente marino, se deteriora debido a los siguientes efectos: acción química de los constituyentes del agua de mar sobre los productos de hidratación del cemento, reacción álcali-agregado (si hay agregados reactivos), presión de cristalización de sales en el hormigón en zonas de humedecimiento-secado, acción del hielo en climas fríos, corrosión de las armaduras y erosión física debida a la acción de las olas y partículas en suspensión. Cada una de estas acciones provoca un aumento de la permeabilidad del hormigón, lo que contribuye a que progrese el ataque inicial y el de los demás tipos de acción [Mehta y Monteiro, 1993]. De todas estas posibles patologías, la corrosión de las armaduras, suele ser la causa inicial del deterioro en estructuras de hormigón armado expuestas al agua de mar.

En estas estructuras, los iones cloruros presentes en el agua de mar, penetran a través de los poros capilares de la matriz cementicia del hormigón de recubrimiento, y parte de ellos se pueden combinar con las fases aluminicas y ferríticas de los cementos para formar complejos de cloroaluminatos, que se fijan como compuestos insolubles. Son los denominados cloruros “ligados” (o fijos) que no generan riesgo de corrosión; a diferencia de los “libres” que difunden en el hormigón quedando sin combinar, y son los que atacan a los productos de hidratación del cemento portland, y destruyen la película pasiva de la superficie de las armaduras.

Cuando la cantidad de cloruros en el líquido de poros supera un umbral crítico de concentración, la película pasiva formada sobre la superficie de las barras, se altera. Se origina así una celda electroquímica en la cual el área alterada actúa como ánodo, y alguna zona pasiva intacta, como cátodo. Si además existen humedad y oxígeno en cantidades necesarias, comienza un proceso de corrosión puntual, denominado crateriforme (pitting). Iniciada la corrosión, y dado el carácter expansivo de los óxidos y la baja resistencia a tracción del hormigón, se generan fisuras, permitiendo el ingreso de otros agentes agresivos. Si éstas tienen suficiente magnitud, se produce el desprendimiento del hormigón de recubrimiento, dejando expuestas las armaduras.

Se relevaron diferentes estructuras emplazadas en el puerto de Ing. White y en la ciudad de Monte Hermoso, situadas a 20 km y 110 km, respectivamente, de la ciudad de Bahía Blanca. Dado que el Polo Petroquímico se ha desarrollado en cercanías del puerto de Ing. White, las obras estudiadas en dicha zona pueden considerarse emplazadas en un ambiente marino-industrial.

En el ambiente marino se relevaron (figura 4.1):

- Viaducto en Ing. White, perteneciente a una empresa del Polo Industrial (M1).
- Dos espigones en Monte Hermoso, ubicados sobre la playa (M2).
- Una estructura sobre Av. Argentina en Monte Hermoso, ubicada a 70 m de la costa (M3).

#### 4.3.1 Viaducto en Ingeniero White



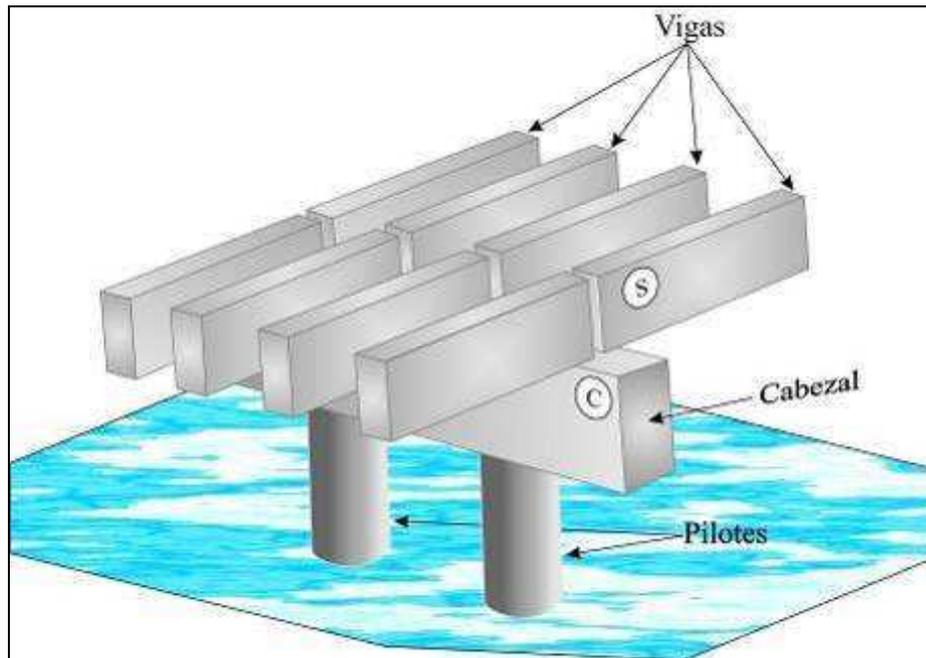
El puerto de Ingeniero White forma parte del complejo portuario Bahía Blanca, constituido por un conjunto de instalaciones a lo largo de 25 km sobre la costa norte del estuario de Bahía Blanca. En la década del ochenta se construyó la Central Termoeléctrica Luis Piedrabuena y su respectivo muelle, el cual comenzó sus operaciones en el año 1986. Fue diseñado originalmente para la descarga de carbón o fueloil y luego adaptado para la carga de cereales. El muelle (12 m de profundidad) está vinculado a tierra firme a través de un viaducto de hormigón armado de 780 m de longitud y 10 m de ancho. Estructuralmente está constituido por un tablero, cinco vigas prefabricadas en tramos continuos de 20 m de luz, que transmiten la carga a dos pilotes encamisados de 1,10 m de diámetro con su respectivo cabezal.

### **Relevamiento**

Se realizó un relevamiento visual del estado de la estructura de hormigón y se observaron signos de deterioro tales como: fisuras coincidentes con las armaduras pasivas y otras con trayectorias aleatorias; óxidos lixiviados de tonalidad rojiza, que teñían la superficie; desprendimiento del recubrimiento y armaduras a la vista; pérdida del mortero con exposición del agregado grueso (lámina 4.23.a, b, c y d).

La parte de la estructura que presentaba mayores signos de deterioro (cabezales de pilotes) está ubicada en zona de salpicaduras. Allí se relevaron cuatro sectores C1, C2, C3 y C4, en los que se calaron testigos cilíndricos de distintas longitudes, en función de las dimensiones y el estado del elemento estructural. Se procedió de igual forma con algunas piezas ubicadas en zona seca y que no se encontraban tan comprometidas (sector S4 y S5). En la figura 4.24 se observa un esquema del viaducto con los sectores muestreados. Si se toma en consideración la clasificación dada por el Proyecto de Reglamento CIRSOC 201:2005, se ubica a la estructura evaluada en una clase de exposición marina, subclase al aire (M2) para los testigos S y sumergidos (M3) para los testigos C. Según la normativa EHE-08, la clase de exposición es marina, subclase aérea, designación IIIa y subclase en zona de carrera de mareas y en zonas de salpicaduras, designación IIIc, para los testigos S y C respectivamente.

Sobre las muestras se realizaron los siguientes ensayos físico-mecánicos: resistencia a la compresión; densidad, absorción y porosidad; determinación de cloruros totales y solubles en agua; profundidad de carbonatación y determinación de la capacidad y velocidad de succión capilar de agua del hormigón endurecido.



**Figura 4.24:** Esquema del viaducto con los sectores muestreados

Se realizó un estudio petrográfico del hormigón y de los agregados, con el propósito de evaluar la presencia de especies deletéreas que pudieran haber reaccionado con los álcalis. Se analizó el contacto hormigón-armadura, y se evaluaron los productos de reacción por DRX.

El hormigón de los testigos calados presentaba una buena distribución de agregado grueso, constituido por canto rodado, de tamaño máximo nominal 25 mm. Se observaron partículas fracturadas, con fisuras que se continuaban en el mortero, y otras con coronas de reacción en la interfase con la pasta cementicia (lámina 4.23.e y f). Algunas muestras tenían fisuras que comenzaban en la superficie y se continuaban hacia el interior, lo que indica que no eran superficiales. En estos casos, los testigos no se pudieron acondicionar para realizar el ensayo de compresión. En otros casos, al calar el testigo se desprendía el hormigón de recubrimiento, dejando a la vista una capa de óxidos.

### **Ensayos físico-mecánicos**

En la tabla 4.22 se detallan los resultados de los ensayos de resistencia a compresión realizados sobre los testigos extraídos en cada uno de los sectores relevados. Cada valor indicado en la tabla es promedio de tres determinaciones.

**Tabla 4.22:** Resistencia a compresión

<b>Sector</b>	<b>Resist. promedio a compresión (MPa)</b>
<b>C1</b>	19,3
<b>C2</b>	17,2
<b>C3</b>	16,9
<b>C4</b>	18,5
<b>S4</b>	22,7
<b>S5</b>	22,1

De la evaluación de los resultados de resistencia a compresión se puede decir que los correspondientes a la zona de moja-seca son menores que los obtenidos en las muestras caladas en la zona seca. En todos los casos se considera que son inferiores a los que debería tener una estructura ubicada en ambiente marino.

Los resultados de los ensayos de densidad, absorción y porosidad del hormigón de cada sector, se detallan en la tabla 4.23. Los valores indicados son promedio de tres determinaciones.

**Tabla 4.23:** Densidad, absorción y porosidad

<b>Sector</b>	<b>Densidad (g/cm<sup>3</sup>)</b>	<b>Absorción (%)</b>	<b>Porosidad (%)</b>
<b>S4</b>	2,39	6,8	15,2
<b>S5</b>	2,46	7,0	16,0
<b>C3</b>	2,40	6,9	15,5
<b>C4</b>	2,42	7,7	14,1

Estos valores no reflejan diferencias apreciables entre los sectores estudiados. En todos los casos, los valores de porosidad son elevados, e indican un hormigón que verá comprometida su durabilidad debido a la facilidad que presenta el ingreso de sustancias nocivas desde el medio exterior, en particular, de cloruros ya que se trata de un ambiente marino.

La determinación de cloruros totales y libres (referidos al peso del hormigón) se realizó en uno de los testigos extraídos en el sector C4, para dos profundidades diferentes: la primera, desde la superficie hasta una profundidad aproximada de 5 mm y la segunda, desde 5 mm hasta 10 mm. Los resultados se detallan en la tabla 4.24.

**Tabla 4.24:** Penetración de cloruros

<b>Sector</b>	<b>Prof. (mm)</b>	<b>Cloruros Totales (%)</b>	<b>Cloruros libres (%)</b>
<b>C4</b>	0-5	0,292	0,289
	5-10	0,185	0,147

Se observa que el contenido de cloruros totales y libres (solubles en agua) para cada una de las profundidades evaluadas, son similares. Se puede suponer que tienen un ingreso posterior al fraguado del hormigón y que no se han fijado en la estructura, o bien, que al ser incorporados con alguno de los componentes del hormigón se hayan fijado y posteriormente, la pérdida de alcalinidad por carbonatación o la presencia de sulfatos, haya originado la liberación de los cloruros fijos. Desde el punto de vista de la durabilidad de las armaduras de refuerzo, un elevado porcentaje de cloruros libres es la situación más comprometida, ya que son éstos los que están disponibles para participar del proceso corrosivo de las armaduras. En lo que respecta al perfil de ingreso de cloruros, se observa una concentración mayor en la superficie que en el interior, lo cual confirmaría la existencia de un proceso de difusión.

La profundidad de carbonatación medida por teñido con solución de fenolftaleína, se indica en la tabla 4.25. Cada valor indicado en la tabla es promedio de tres determinaciones, realizadas sobre los testigos extraídos en cada uno de los sectores relevados.

**Tabla 4.25:** Profundidad de carbonatación

<b>Sector</b>	<b>Profundidad de carbonatación (mm)</b>
<b>C1</b>	25
<b>C2</b>	15
<b>C3</b>	28
<b>S4</b>	9

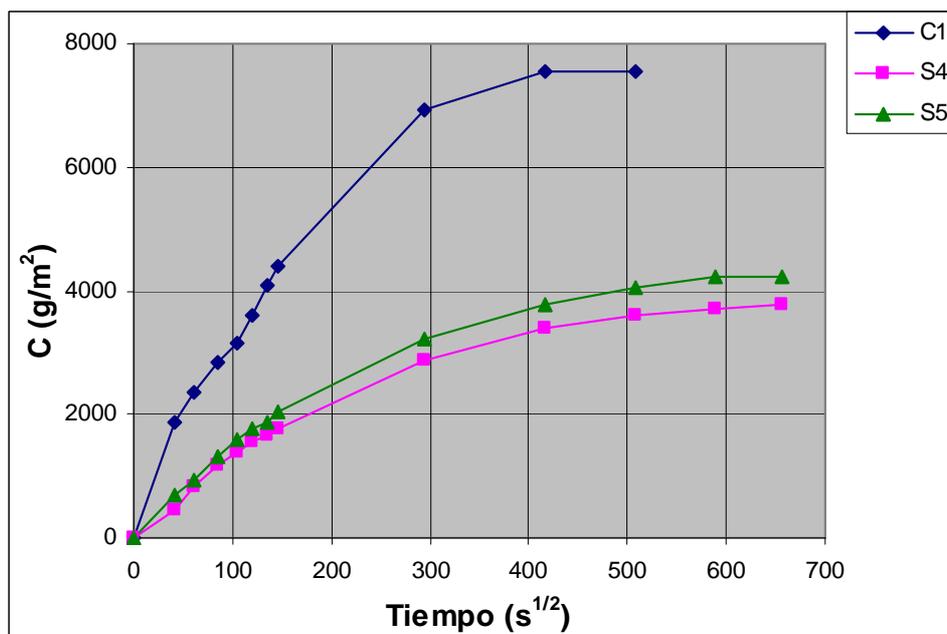
La carbonatación se presenta en mayor profundidad en la zona de salpicaduras. En algunos casos este proceso supera el espesor del recubrimiento que es de 20 mm. En general, los recubrimientos son escasos para el grado de exposición de esta estructura.

Para realizar la determinación de la capacidad (C) y la velocidad de succión capilar (S) de agua del hormigón endurecido, se realizó un aserrado del testigo para obtener una muestra de 5 cm de espesor. El corte se hizo midiendo a partir de la superficie de exposición. Los resultados se detallan en la tabla 4.26 y figura 4.25.

**Tabla 4.26:** Capacidad y velocidad de succión capilar

Sector	C (g/m <sup>2</sup> )	S (g/m <sup>2</sup> s <sup>1/2</sup> )
C1	7547	23,5
S4	3769	7,5
S5	4211	8,1

La velocidad de succión capilar del hormigón, para cada una de las muestras, se calculó como la pendiente de la recta obtenida mediante ajuste por cuadrados mínimos de la serie de puntos correspondientes al intervalo de tiempo comprendido entre 0,1 C y 0,9 C.



**Figura 4.25:** Succión capilar

Los resultados de velocidad y capacidad de succión capilar muestran una clara diferencia entre los dos sectores estudiados, los correspondientes a la zona de salpicaduras presentan valores superiores a los de la zona seca. En particular, la velocidad de succión capilar de la muestra del sector C1, supera ampliamente el valor límite establecido por el proyecto de reglamento CIRSOC 201:2005 para estructuras expuestas a ambientes agresivos ( $4 \text{ g/m}^2 \text{ s}^{1/2}$ ).

## **Ensayos petrográficos**

### **a) Agregado grueso:**

El agregado grueso es un canto rodado polimítico, constituido principalmente por rocas volcánicas; en su composición predominan las andesitas sobre las riolitas. Son comunes las pastas vítreas, algunas conservan el vidrio fresco pero es más común que se presente argilizado. Es frecuente observar el desarrollo de coronas de reacción hacia el interior de las partículas, como se muestra en la lámina 4.24.a. A estas rocas se asocian, en menor proporción, tobas líticas y escasas rocas graníticas, metamórficas, cuarzo y valvas carbonáticas. Entre el material tobáceo predominan las rocas vitroclásticas y las tobas líticas, argilizadas que en muchos casos se han transformado en terrones deleznales.

Las partículas tienen buen redondeamiento y son raras las formas planares. Las superficies de los distintos componentes líticos muestran adherencias y crustificaciones carbonáticas y silíceas.

Aproximadamente entre el 30 y 40% de las partículas del agregado grueso han sufrido procesos de alteración intensa. Las partículas de andesitas y tobas son las más afectadas. Se presentan muy argilizadas, han perdido su textura y modificado sus propiedades físicas. En menor proporción las riolitas fueron alteradas, pero algunos de sus componentes se conservan y presentan evidencias de su textura original. Las tobas tienen argilizados sus sectores vítreos. La alteración no solo se desarrolla en las pastas externas, también en el interior de algunas partículas.

En la lámina 4.24.b se observa una partícula de agregado con adherencias superficiales silíceas (de sílice criptocristalina) y carbonáticas, y otro con abundante material de neoformación y coronas de reacción.

**b) Agregado fino:**

El agregado fino es una arena de composición litológica similar, aunque el contenido de cuarzo es mayor. Está constituido por granos de vulcanitas, tobas, cuarcitas, algunas rocas graníticas y cuarzo. Es escasa la cantidad de calcedonia, mineral que aparece en algunos individuos como cemento de las areniscas. Se observaron trizas de vidrio volcánico alterado, reemplazadas por minerales secundarios.

**c) Hormigón:**

El proceso de cementación es homogéneo, no se observaron discontinuidades y la porosidad es normal. Algunas cavidades de aire accidental encontradas se presentan parcialmente rellenas por carbonato de calcio y alúminosilicatos (ceolitas). Los testigos presentan un fracturamiento transversal al eje longitudinal del mismo. En todos los casos, se observó una adherencia pronunciada, principalmente de calcita con alúminosilicatos subordinados. Si bien en general se puede asegurar que se disponen sobre la superficie del agregado grueso, a veces atraviesa la partícula, especialmente cuando la misma es una toba. El relleno de las fracturas se realiza por la precipitación de carbonatos, alúminosilicatos y materiales amorfos. En estos sectores se observaron coronas de reacción, mortero con su textura obliterada (lámina 4.24.c) y tobas muy argilizadas. En las muestras correspondientes a la zona de salpicaduras, el proceso de la reacción se intensifica, con desarrollo de abundante material de neoformación, como se observa en la lámina 4.24.d. En la lámina 4.24.e se muestra sílice microcristalina y/o amorfa con abundante material de neoformación en el interior de cavidades de aire accidental.

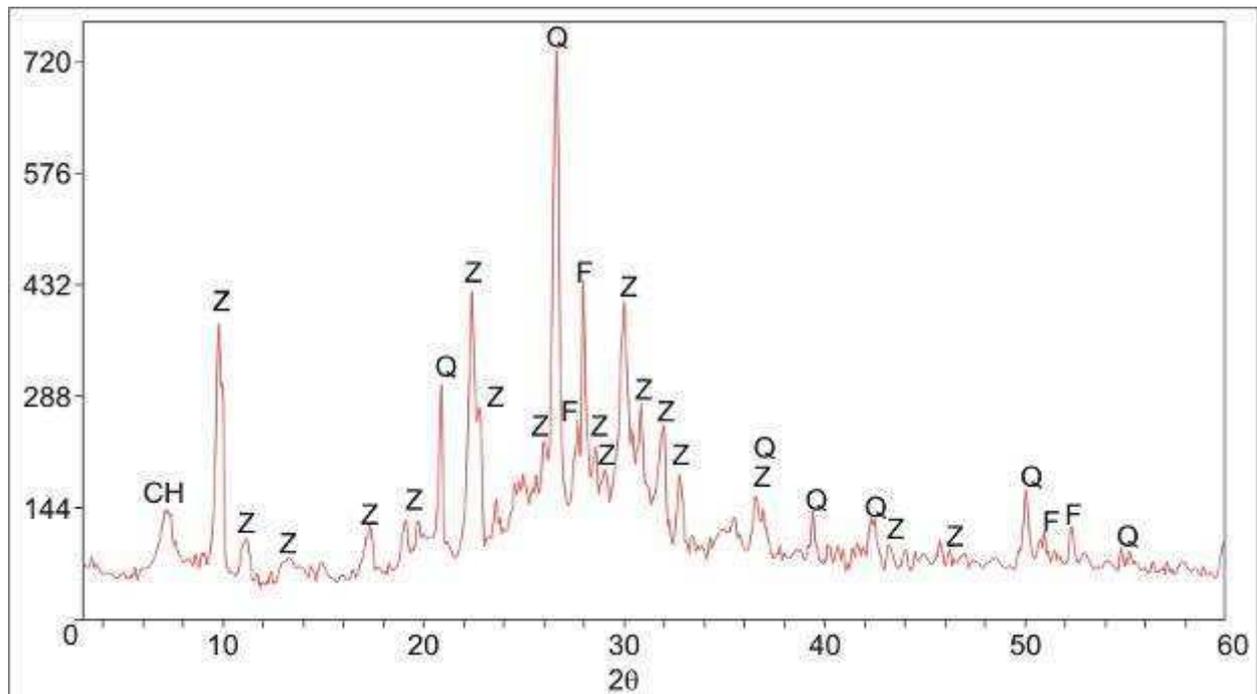
Las partes expuestas (próximas a la superficie de meteorización), muestran un proceso de corrosión importante de la armadura. Alrededor de la barra de acero, se dispone una capa de óxidos oscuros, casi negros compuesta por magnetita ( $\text{Fe}_3\text{O}_4$ ). A este mineral lo circunda con una mayor dispersión, una pátina rojiza de hematita ( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ), y más alejada, en la matriz cementicea, hidróxidos y oxihidróxidos de hierro. El proceso de corrosión se realiza en presencia de humedad y oxígeno, desarrollándose un aumento de volumen importante, y generando el descascaramiento superficial del hormigón de recubrimiento. En la lámina 4.24.f se muestra el desarrollo del proceso de oxidación del acero y su distribución en el mortero.

Los testigos obtenidos presentan abundantes fracturas, selladas por materiales de neoformación; no tienen dirección preferencial, afectan al mortero, a la interfase y en la mayoría de los casos también al agregado grueso. Todos los componentes relacionados con estas fracturas presentan fuerte carbonatación y desarrollan coronas de reacción.

En los clastos del agregado es frecuente observar planos de debilidad originales (fracturas, diaclasas, zonas débiles), apropiadas para la circulación del agua y desarrollo de RAS. Las texturas y composición mineralógica de las rocas volcánicas permiten agruparlas como rocas porfíricas, parcialmente afaníticas con cantidades variables de vidrio volcánico fresco y parcialmente desvitrificado.

### Difractometría de rayos X

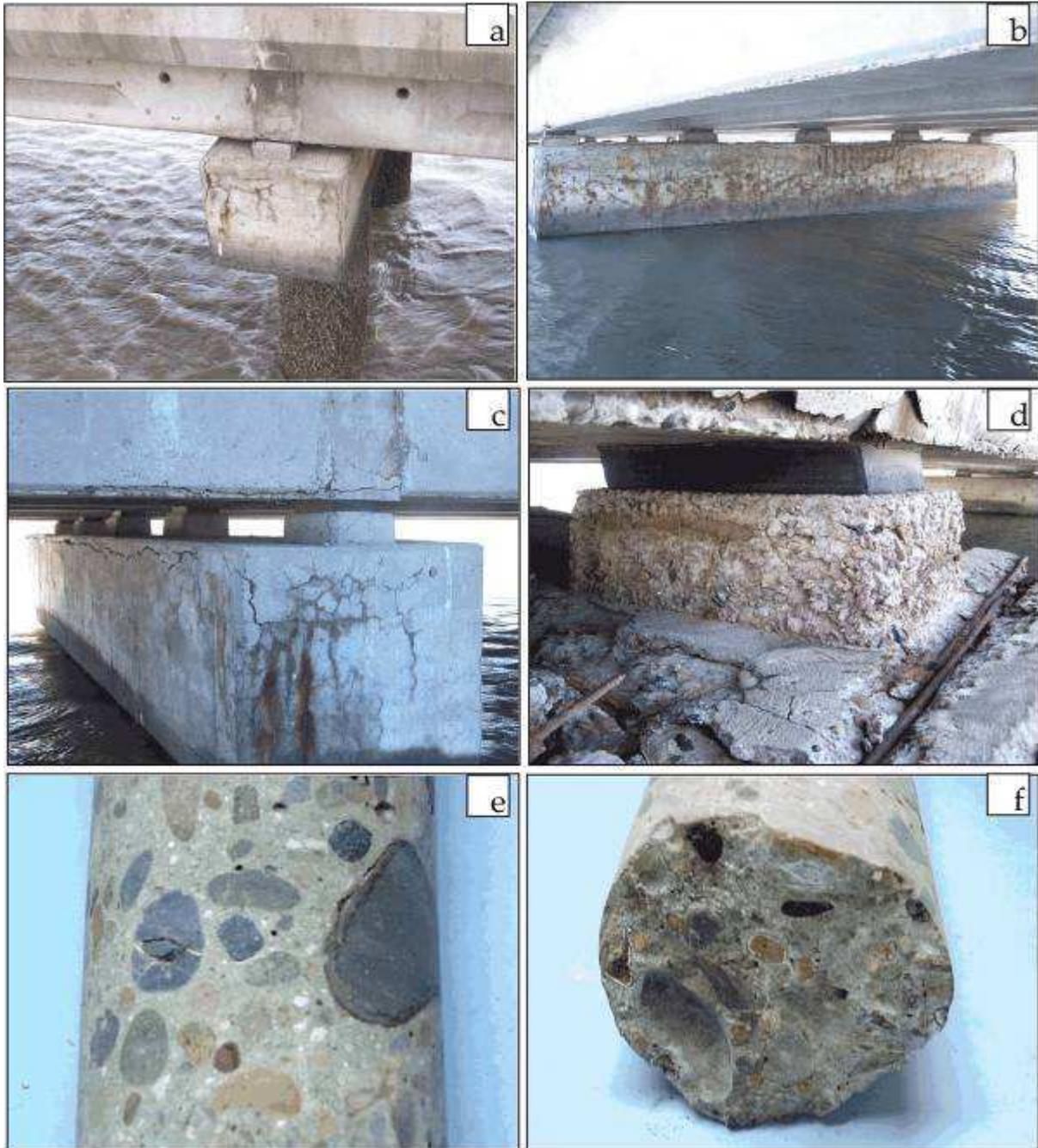
Se separó el producto de neoformación bajo estereomicroscopio para su análisis por difractometría de rayos X. Se identificaron dos ceolitas: una del grupo de la clinoptilolita (Z) y una chabacita de potasio (CH), en menor proporción. La inflexión del gráfico entre 20 y 30° ( $2\theta$ ) se debe a la presencia de material amorfo. Se identificaron además reflexiones de cuarzo (Q) y feldespatos (F) que forman parte de los agregados (Figura 4.26).



**Figura 4.26:** DRX, se identificó clinoptilolita (Z), chabacita de potasio (CH), cuarzo (Q) y feldespato (F)

### **Análisis de los resultados**

- La patología que presenta esta estructura emplazada en un ambiente de extrema agresividad para el hormigón armado, es producto de la acción conjunta de errores de diseño y de elección de los materiales.
- El insuficiente espesor de los recubrimientos y la elevada porosidad del hormigón, favorecieron la penetración de cloruros que llevaron a la corrosión del acero. Esto se manifiesta en un elevado cuadro de fisuración, exudación de productos de corrosión y desprendimiento del hormigón superficial.
- El microclima jugó un rol importante en el deterioro de la estructura ya que la zona más afectada es la zona de mojado y secado. Tanto los valores de velocidad de absorción y succión capilar como los de carbonatación, superan en más del doble a los obtenidos para la zona seca.
- Las vías de ingreso anteriormente descritas y la presencia de un conjunto potencialmente reactivo, generó el desarrollo de reacción álcali-agregado. La presencia de alúminosilicatos (ceolitas), sílice criptocristalina libre y ettringita, son claras evidencias del desarrollo de la RAS. Los agregados potencialmente reactivos son las rocas volcánicas con pastas vítreas del agregado grueso y fino, y la calcedonia y el vidrio volcánico de la arena.
- Si bien todos los hormigones muestran evidencias del desarrollo de la RAS, ésta se intensifica en las zonas de salpicaduras como consecuencia del incremento de la humedad en el hormigón.



**Lámina 4.23:** Relevamiento del Viaducto en Ing. White y testigos extraídos.

**a:** pilotes, cabezal y viga del viaducto.

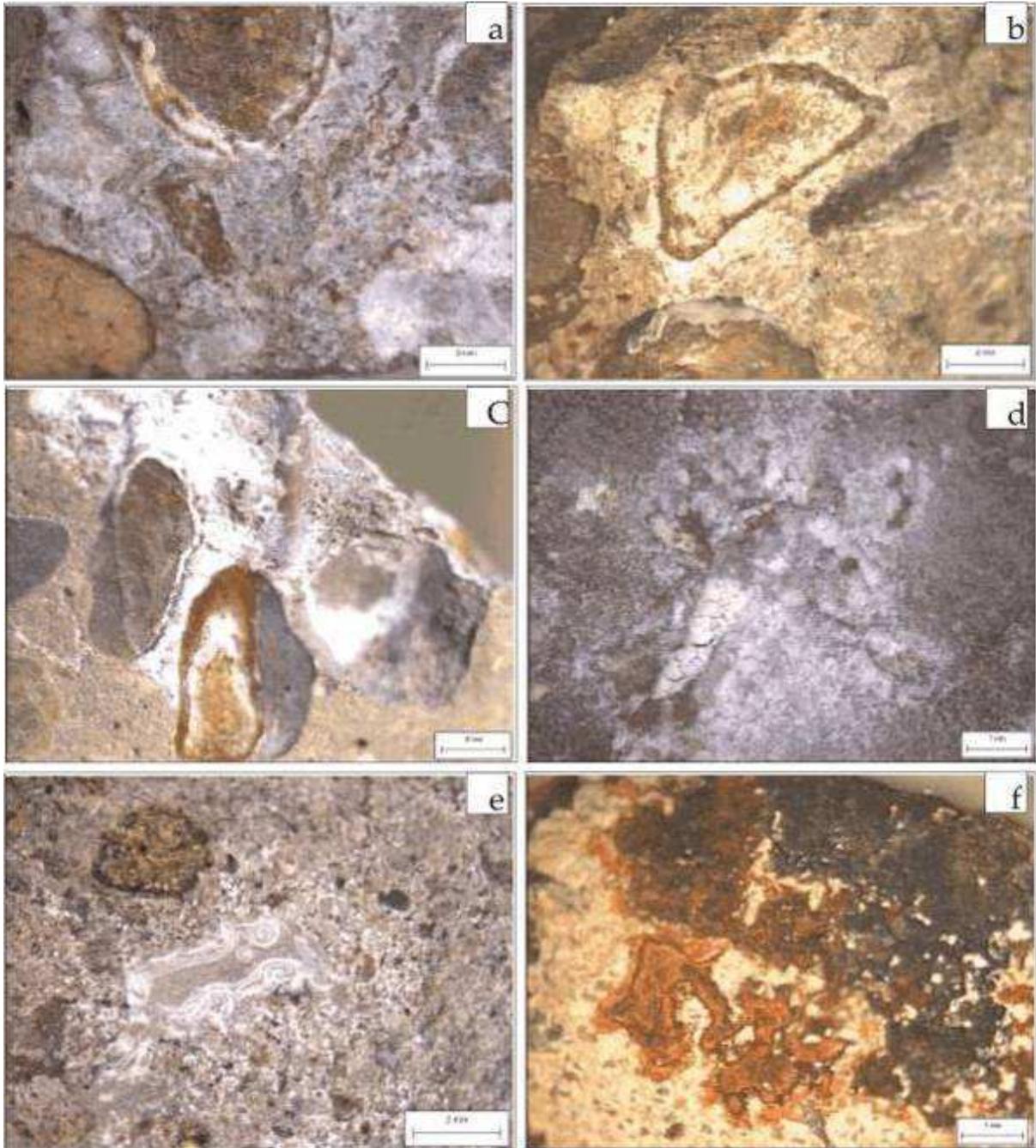
**b:** cabezal de pilotes con productos de corrosión aflorando sobre la superficie del hormigón y desprendimiento del hormigón de recubrimiento.

**c:** fisuras coincidentes con la dirección de armaduras y fisuras con trayectorias aleatorias.

**d:** pérdida de mortero con exposición del agregado grueso.

**e:** testigo de hormigón extraído con partículas de agregado grueso fracturadas y fisuras que se continúan en el mortero.

**f:** coronas de reacción en la interfase agregado-mortero.



**Lámina 4.24:** Petrografía del hormigón.

- a:** desarrollo de coronas de reacción en las partículas de agregado grueso.
- b:** adherencias superficiales silíceas y carbonáticas y coronas de reacción.
- c:** mortero con su textura obliterada.
- d:** abundante material de neoformación en las cavidades de aire accidental y en el mortero.
- e:** sílice criptocristalina y amorfa.
- f:** oxidación del hierro de la armadura y su distribución en el mortero.

### 4.3.2 Espigones “Oeste” y “Este”, en Monte Hermoso



La ciudad balnearia de Monte Hermoso está situada sobre la costa atlántica, en el SO de la Provincia de Buenos Aires, a unos 110 km de la ciudad de Bahía Blanca. La zona se caracteriza por la presencia de vientos cuya dirección dominante es del sector N, NO y NE (sector continental). Los que provienen del mar (S, SE y SO) son menos frecuentes, sin embargo son los de mayor intensidad [Fernández et al., 2003].

A principios de los '70, se construyeron dos espigones mediante el hincado de pilotes de hormigón armado: el denominado “espigón Oeste” diseñado para la actividad pesquera, y el “espigón Este” para el desagüe de los efluentes de la planta depuradora cloacal.

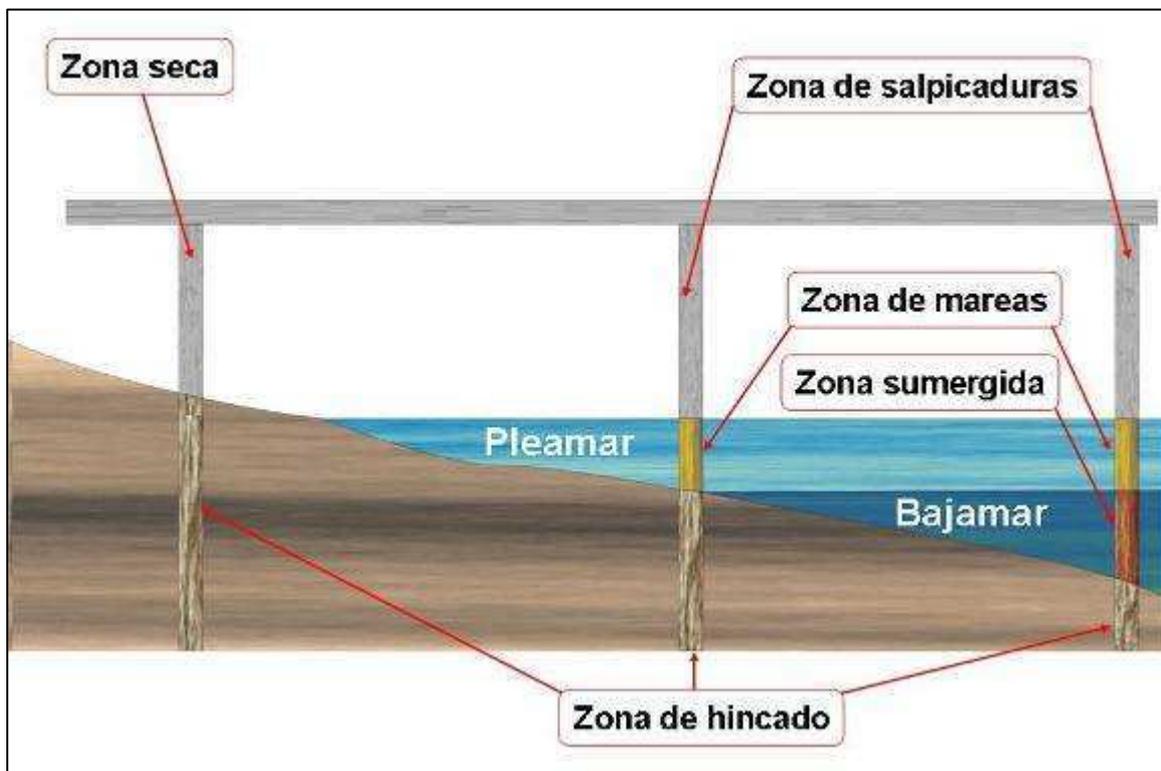
La construcción del espigón Oeste comenzó en noviembre de 1971, por iniciativa del gobierno provincial. Se construyó mediante el hincado de pilotes de hormigón armado de 0,50 m de diámetro, que sostenían una estructura de 230 m de longitud y 4 m de ancho. Terminaba en un morro o muelle de 20 m de largo que en el proyecto original, incluía la colocación de bancos para los pescadores, elementos para fijar cañas, refugios y baños. Los primeros pilotes tenían una altura de 7 m, mientras que los últimos 12 m, y se hincaron entre 3 y 4 m bajo el suelo, hasta alcanzar la capa de tosca.

Unos meses después de terminado el espigón Oeste, se comenzó con la construcción del espigón Este, de 200 m de longitud, ubicado en cercanías del Faro Recalada. Por dificultades en la construcción, el mismo no fue terminado.

El ancho promedio de la playa en la ciudad de Monte Hermoso es de 270 m, pero en el sector céntrico de la rambla, construida sobre los médanos costeros, es de 130 m. La zona húmeda

entre pleamar y bajamar es de 100 m y la altura de marea promedio es de 2,45 m. Por lo tanto, los pilotes de ambos espigones quedaban expuestos a un régimen de mareas semidiurnas y en la pleamar más alta, el espigón se situaba a 1,40 m sobre el nivel del agua [Fernández et al., 2006], quedando expuesto a los vientos y a la brisa marina.

Desde el punto de vista de la durabilidad de una estructura de hormigón emplazada en este ambiente, se puede situar a los pilotes en diferentes zonas de agresividad según el riesgo de deterioro por corrosión [Traversa, 2001]. La primera línea de pilotes no tiene contacto directo con el agua de mar, recibe solamente las sales transportadas por vientos y brisas marinas. Una segunda línea de pilotes tiene un tramo que se encuentra sujeto a los niveles de marea alta y baja y el correspondiente ciclo de mojado y secado (zona de mareas). Por sobre este sector existe una zona en contacto directo con el agua de mar debido a las olas (zona de salpicaduras). Por último, algunos pilotes tienen tramos que se encuentran permanentemente sumergidos por debajo del nivel de marea baja (zona sumergida). En todos los casos, los pilotes tienen un tramo hincado en el fondo marino en contacto con suelos saturados (zona enterrada) (Figura 4.27).

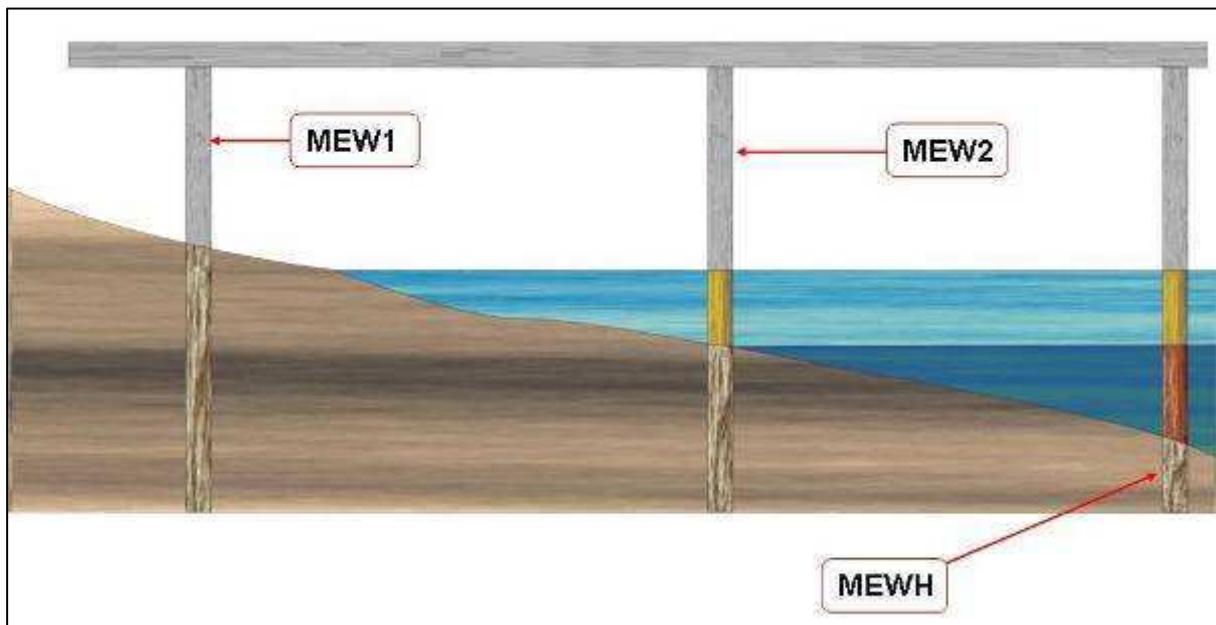


**Figura 4.27:** Esquema de las zonas de agresividad.

En el transcurso de su vida útil, la obra fue deteriorándose rápidamente, y ya en el año 1978 comenzaron a observarse problemas en el espigón Oeste que originaban algunos inconvenientes de seguridad. Se observaron manchas de óxido, fisuras, desprendimientos del hormigón de recubrimiento y armaduras de refuerzo corroídas a simple vista. Se realizó una reparación parcial de los pilotes mediante encamisado de hormigón simple de 7 cm de espesor y, en algunos casos, un zuncho metálico de 12 cm de ancho, solución errónea, ya que el proceso de corrosión de las armaduras siguió generando tensiones en el hormigón y al poco tiempo, el propio encamisado se agrietó y desprendió. Los cabezales de pilotes y vigas superiores de ambos espigones también sufrieron un proceso corrosivo muy significativo, por lo que el 5 de noviembre de 2003 se colocó la faja de clausura definitiva. Finalmente en el 2008, luego que colapsara un tramo de vigas laterales en noviembre de 2007, se decidió la demolición de ambos espigones.

### Relevamiento

Se realizó un relevamiento de las estructuras. Se tomaron muestras de hormigón de los pilotes del espigón Este (MEE1 y MEE2) y del espigón Oeste. Una de las muestras corresponde al hormigón de un pilote que no tenía contacto directo con el agua de mar (MEW1), otra en la zona de salpicaduras (MEW2), otra en la zona enterrada o hincada (MEWH) y la última corresponde al hormigón del encamisado en la zona seca (MEWe) (Figura 4.28).



**Figura 4.28:** Esquema de la toma de muestras en el espigón Oeste.

Si se toma en consideración la clasificación dada por el Proyecto de Reglamento CIRSOC 201:2005, se puede ubicar a la estructura evaluada en una clase de exposición marina, subclase al aire (M2) para los testigos MEE1, MEE2, MEW1 y MEWe; subclase sumergidos (M2) para el testigo MEWH; y subclase sumergidos (M3) para el testigo MEW2. En correspondencia con la normativa EHE-08, la clase de exposición es marina, subclase aérea, designación IIIa; subclase sumergida, designación IIIb; y subclase en zona de carrera de mareas y en zonas de salpicaduras, designación IIIc, respectivamente.

Sobre estas muestras se realizaron los siguientes ensayos físicos: densidad, absorción y porosidad; determinación de cloruros totales y solubles en agua; determinación del pH y sulfatos solubles, según la norma IRAM 1647 [IRAM 1647, 1994]. En el caso de la muestra MEW1 se pudo realizar la determinación de cloruros a diferentes profundidades.

Complementariamente, se realizó un estudio petrográfico de los agregados y del hormigón. Se analizó el estado del mismo, en especial las zonas de contacto mortero-armadura y agregado-mortero y se analizaron los productos de oxidación.

Se pudo apreciar a simple vista, dos zonas de coloración diferente: una superior en correspondencia con la zona de salpicaduras, con tonalidad parda rojiza y la zona de fluctuación de mareas, de color gris verdoso (Lámina 4.25.a). La mayoría de los pilotes del espigón Este presentaban fisuras y grietas longitudinales, algunas con más de 4 cm de espesor, pero no se observó un cambio en la coloración (Lámina 4.25.b). También los pilotes del espigón Oeste presentaban este tipo de fisuras y grietas, pero en este caso sobre el hormigón del encamisado (Lámina 4.25.c).

Durante el ciclo de bajamar, se observó en la parte inferior de los pilotes del espigón Oeste, la presencia de algas verdes (*Enteromorpha*) y mejillones adheridos al hormigón (Lámina 4.25.d). Estos organismos degradan superficialmente a los materiales cementíceos sin comprometer el comportamiento en servicio de la estructura. Esta situación no se desarrolla en la zona de salpicaduras por encima de la zona de mareas (Lámina 4.25.e).

En varios pilotes se produjo el desprendimiento del hormigón de recubrimiento debido al proceso corrosivo de sus armaduras, dejando a la vista la reducción de las secciones de las barras (Lámina 4.25.f) o su ausencia (Lámina 4.25.g) y el característico color pardo oscuro de

los productos de oxidación (Lámina 4.25.h). Inclusive, tal deterioro se produjo en aquellos pilotes que fueron reparados mediante un encamisado de hormigón simple y en algunos casos, con un zunchado metálico (Lámina 4.26.a). En uno de los pilotes se observó el tramo superior totalmente cercenado.

También fue posible apreciar un proceso de alteración del hormigón de recubrimiento en vigas y losas (Lámina 4.26.b). En algunos casos se observó la ausencia total de mortero cementíceo, dejando al agregado grueso (piedra partida) expuesto y sin pasta que lo aglutine (Lámina 4.26.c). Esta sintomatología es característica de la agresión química y/o fisicoquímica de los sulfatos que alteran la matriz cementícea, unida a una calidad deficiente del hormigón por una inadecuada dosificación y/o ejecución. Algunas vigas presentaban “nidos de abeja” o coqueras, a causa de un mal llenado de encofrados y/o una insuficiente compactación del hormigón (Lámina 4.26.d).

Una vez demolidos ambos espigones, se pudo observar el estado de los pilotes que fueron removidos. El núcleo central de los pilotes, en el tramo correspondiente a la zona de mareas, se encontraba en perfecto estado de conservación (Lámina 4.26.e). El tramo correspondiente a la zona enterrada o de hincado, no presentaba manchas de corrosión aflorando sobre la superficie del hormigón y en las puntas de los pilotes se observaron conos de hierro en un estado aceptable, sin signos importantes de corrosión (Lámina 4.26.f).

Respecto a la incidencia de las estructuras en la dinámica de playa, se ha comprobado, que en este caso en particular, no se generaron zonas típicas de acumulación y erosión. Ello es debido a que el tren de olas sobre la playa es, en términos generales, paralelo a la línea de costa. Esta característica es la que determina que la deriva litoral no presente una dirección predominante neta y por lo tanto, no se produzcan alteraciones perjudiciales en la línea de costa que afecten la infraestructura existente sobre la misma.

### **Ensayos físico-mecánicos**

Los resultados de los ensayos de densidad, absorción y porosidad del hormigón de las muestras estudiadas (promedio de tres determinaciones), se detallan en la tabla 4.27.

**Tabla 4.27:** Densidad, absorción y porosidad

<b>Muestras</b>	<b>Densidad (g/cm<sup>3</sup>)</b>	<b>Absorción (%)</b>	<b>Porosidad (%)</b>
<b>MEE1</b>	2,41	6,4	14,5
<b>MEE2</b>	2,66	6,3	15,8
<b>MEW1</b>	2,18	8,8	17,7
<b>MEW2</b>	2,19	7,1	16,4
<b>MEWH</b>	2,49	6,2	17,8
<b>MEWe</b>	2,18	7,9	16,5

El valor de densidad de la muestra MEE2 es algo elevado, presentando productos de oxidación adheridos, lo cual pudo aumentar la densidad final del conjunto. La densidad en las muestras MEW1, MEW2 y MEWe son relativamente bajas, lo cual estaría indicando la existencia de alteraciones en la masa del material debido a procesos de degradación o a patologías constructivas, que hayan originado una elevada porosidad por deficiencias de compactación. En todos los casos, los valores de porosidad son elevados [CYTED, 1998] e indican un hormigón con altas probabilidades de desarrollar patologías, debido a la facilidad que presenta para el ingreso de sustancias nocivas desde el medio exterior, en particular, de cloruros ya que se trata de un ambiente marino.

Las determinaciones de cloruros totales y libres (referidos al peso del hormigón), de sulfatos solubles expresados en SO<sub>3</sub> y pH se detallan en la tabla 4.28. Para el caso de la muestra MEW1 se indican tres valores de cloruros totales y libres que corresponden a las diferentes profundidades en las que se realizaron las mediciones: la primera desde la superficie hasta 5 mm de profundidad, la segunda de 5 mm a 10 mm y la tercera de 10 mm a 15 mm.

Se observa que el contenido de cloruros totales y libres (solubles en agua) para cada una de las muestras, son similares. Se puede suponer que tienen un ingreso posterior al fraguado del hormigón y que no se han fijado en la estructura, o bien, que al ser incorporados con alguno de los componentes del hormigón se hayan fijado y posteriormente, la pérdida de alcalinidad por carbonatación o la presencia de sulfatos, haya originado la liberación de los cloruros fijos. Desde el punto de vista de la durabilidad de las armaduras de refuerzo, un elevado porcentaje de cloruros libres es la situación más comprometida, ya que son éstos los que están disponibles para participar del proceso corrosivo.

**Tabla 4.28:** Cloruros totales y libres, sulfatos solubles y pH

<b>Muestras</b>	<b>Cloruros Totales (%)</b>		<b>Cloruros libres (%)</b>	<b>Sulfatos Solubles (%)</b>	<b>pH</b>
<b>MEE1</b>	0,404		0,395	0,184	11,3
<b>MEW1</b>	0-5 mm	0,243	0,243	0,109	12,1
	5-10 mm	0,208	0,202		
	10-15 mm	0,238	0,238		
<b>MEW2</b>	0,967		0,885	---	---
<b>MEWH</b>	0,468		0,466	0,150	11,3

En toda la costa atlántica es habitual el uso de las arenas de playa como agregado fino. De un estudio realizado en diferentes localidades de la Provincia de Buenos Aires, se determinó que la arena de la playa de Monte Hermoso presenta el valor más elevado de cloruros solubles (0,12 %) [Traversa, 2001]. En el caso de la arena utilizada en el hormigón de ambos espigones, se corroboró mediante el correspondiente análisis petrográfico, que es de origen marino y con características litológicas similares a la de la playa de Monte Hermoso. Al utilizar la arena de playa como agregado fino, se supone que se han incorporado cloruros en la mezcla fresca y parte de éstos han sido fijados por los compuestos del cemento hidratado.

Dado que el contenido de cloruros totales y libres en todas las muestras estudiadas es similar, es posible concluir que se ha producido una liberación de cloruros ligados, debido a la pérdida de alcalinidad por carbonatación o bien, por la presencia de sulfatos.

El mayor valor de cloruros totales corresponde al hormigón de la muestra MEW2 de la zona de salpicaduras, y el menor a la MEW1 de la zona seca. El resultado de cloruros de la muestra MEWH es alto, pero no está acompañado de un proceso corrosivo avanzado de las armaduras debido a la poca disponibilidad de oxígeno en la zona de hincado, el cual resulta necesario para que el proceso corrosivo se desarrolle. En lo que respecta al perfil de ingreso de cloruros determinado en la muestra MEW1, los valores obtenidos son muy similares en las 3 profundidades, por lo que no se detecta claramente el proceso de difusión. Se puede plantear, entonces, la existencia de una colmatación de cloruros en la estructura porosa, por lo cual se presenta un diagrama prácticamente horizontal.

El contenido de sulfatos determinado sobre muestra total es bajo. Sin embargo, teniendo en cuenta que el ión sulfato presenta una agresividad desde el exterior al interior del hormigón, es posible que los valores en la superficie sean mayores y al promediarlos con los valores internos, el resultado obtenido sea bajo.

### **Petrografía**

Los dos espigones estudiados fueron realizados con una arena natural de origen marino, constituida en forma predominante por rocas volcánicas, con cuarzo, feldespato, rocas graníticas y valvas carbonáticas subordinadas. Se identificaron además minerales opacos, trizas de vidrio volcánico y piroxenos. El agregado grueso es una piedra partida granítica en el espigón Este y además de esta roca, se identificaron metamorfitas en el espigón Oeste.

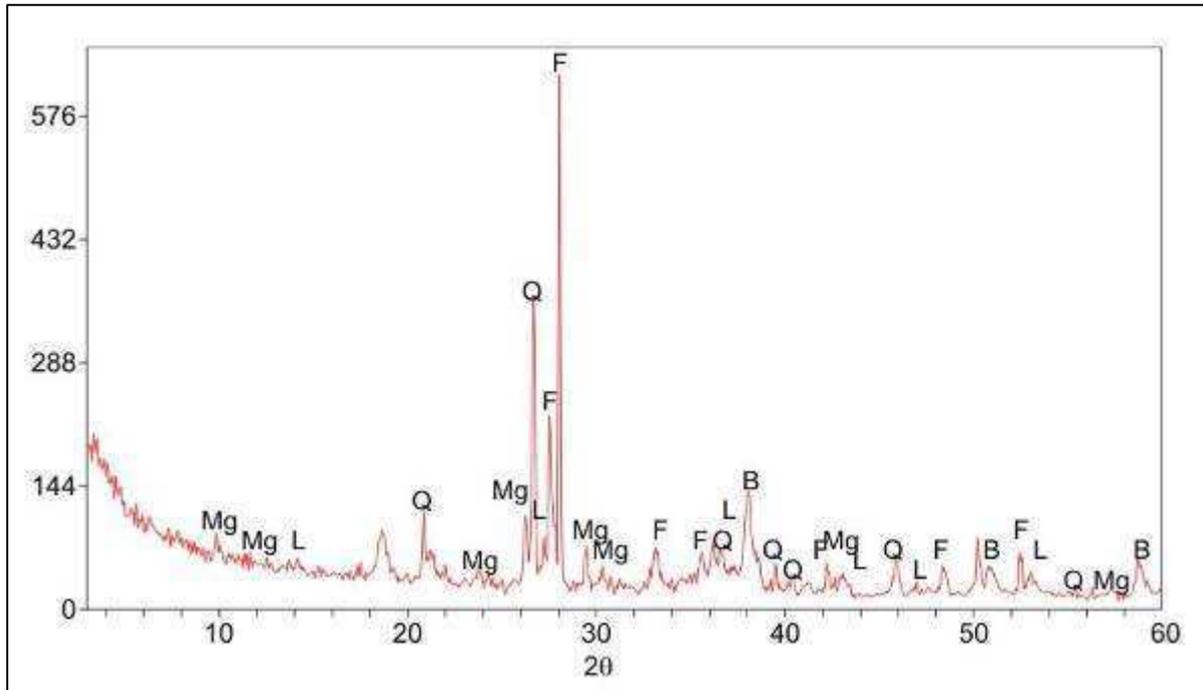
Con estereomicroscopio se observaron materiales de neoformación desarrollados en la superficie del hormigón y en la zona de interfase con la armadura (Lámina 4.27.a, b y c).

Se realizaron cortes delgados para su estudio con microscopio de polarización sobre secciones delgadas. En la lámina 4.27.d se muestra un sector del espigón Oeste con fuerte carbonatación. Hay cavidades de aire accidental rellenas con ettringita. Los contactos agregado mortero son netos, no hay microfisuramiento. No se observaron evidencias del desarrollo de reacciones deletéreas. En la lámina 4.27.e se muestra el mortero del encamisado. Puede observarse que la arena tiene la misma composición que el hormigón del pilote. Se aprecia escaso microfisuramiento, aunque las fisuras siempre están vacías y no llegan a afectar a las partículas de los agregados. La lámina 4.27.f corresponde al hormigón del espigón Este. Se observa fuerte carbonatación superficial y marcado microfisuramiento, que no afecta a las partículas de los agregados. Se advierte que la partícula del agregado grueso (piedra partida granítica) aparece separada del mortero.

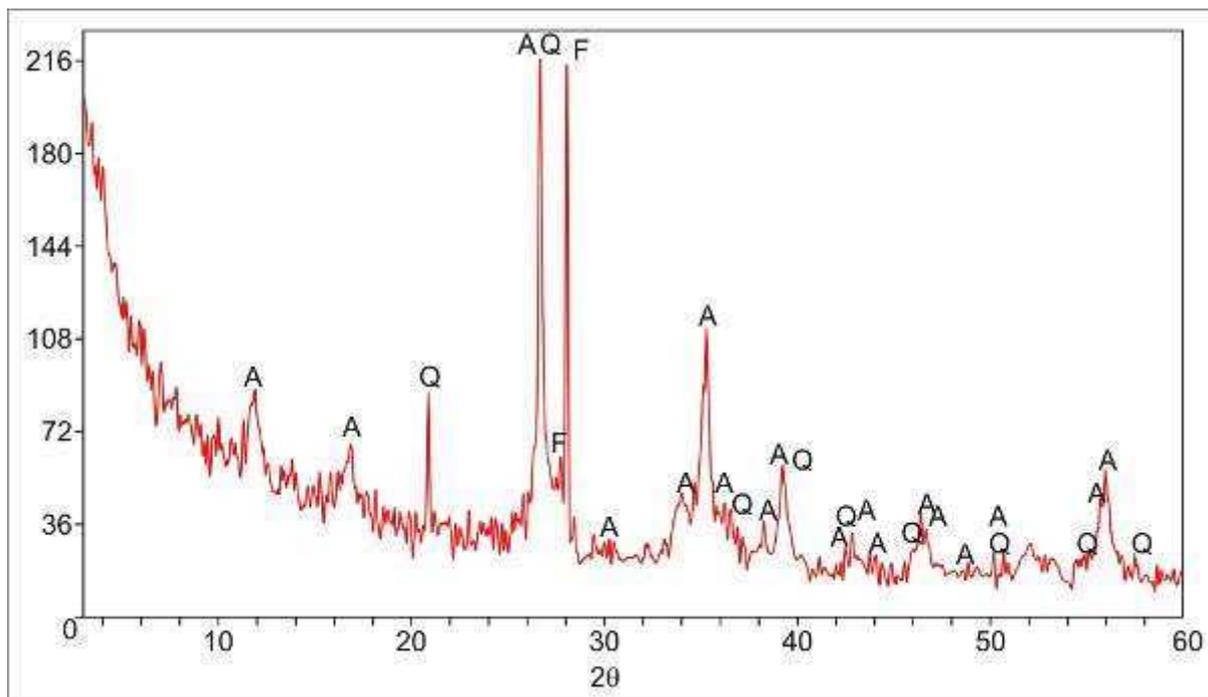
### **Difractometría de rayos X**

En la figura 4.29 se muestra el resultado de la difractometría de rayos X realizada sobre el material blanquecino. Se identificó brucita (B) ( $Mg(OH)_2$ ) y sulfatos y carbonatos de magnesio hidratados (Mg), con cantidades subordinadas de lepidocrocita (L) ( $FeOOH$ ),

correspondiente al producto de oxidación de la armadura. El cuarzo (Q) y feldespato (F) corresponden al agregado fino. En la figura 4.30 se muestra el resultado del análisis del material rojizo, producto de la oxidación de la armadura (Lámina 4.27.c). Se trata de akaganeita ( $\text{FeO}(\text{OH})$ ) (A). El cuarzo (Q) y feldespato (F) corresponden al agregado.



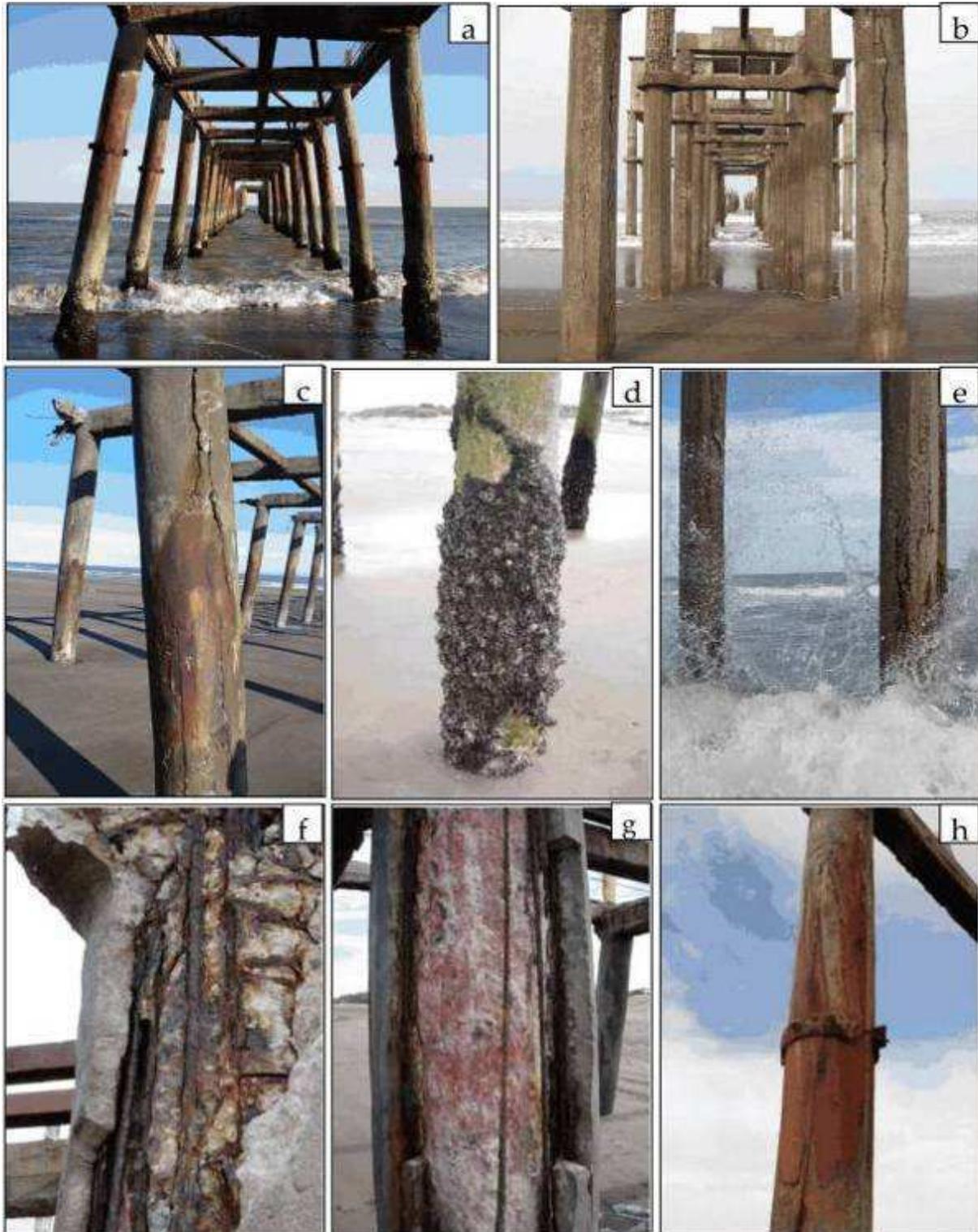
**Figura 4.29:** DRX material blanquecino, B: brucita; Mg: sulfato de magnesio; Q: cuarzo; F: feldespato; L: lepidocrocita



**Figura 4.30:** DRX producto de oxidación, A: akaganeita; Q: cuarzo; F: feldespato

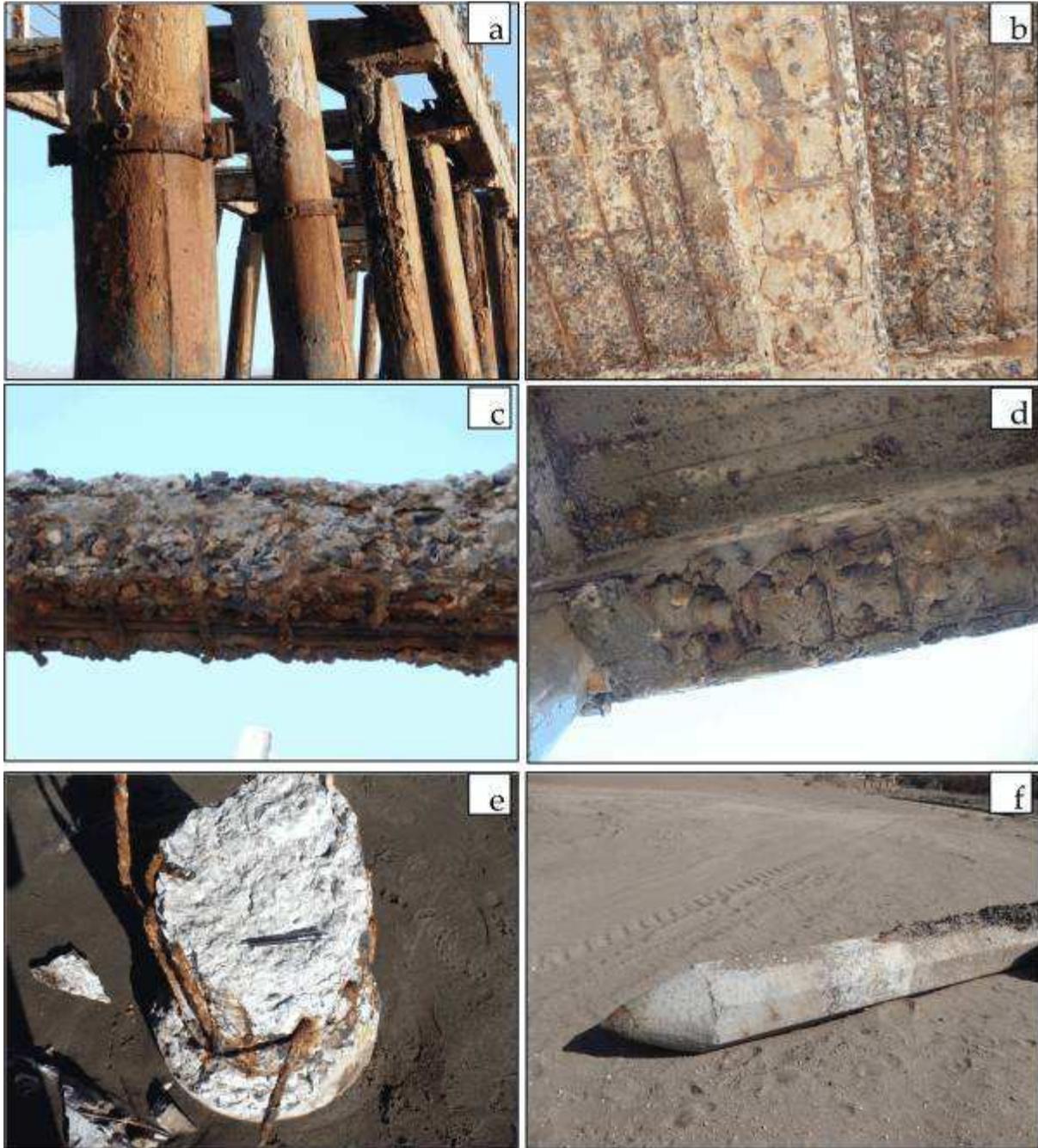
### **Análisis de los resultados**

- La corrosión de las armaduras desarrollada en los espigones de la localidad de Monte Hermoso, tuvo su origen en la exposición a un ambiente de alta agresividad por el contenido de cloruros. Los cloruros determinados experimentalmente en el hormigón, indican que se hallan en cantidades significativas, para despasivar las armaduras y dar inicio al proceso corrosivo.
- Los valores de porosidad como así también de densidad, indican un hormigón de baja calidad que ha favorecido el ingreso de cloruros en el hormigón endurecido, desde el ambiente exterior. También se han incorporado con seguridad, cloruros en la mezcla fresca, a través del uso de la arena de playa como agregado fino.
- Dado que el contenido de cloruros totales y libres en todas las muestras estudiadas es similar, es posible concluir que se ha producido una liberación de cloruros ligados debido a la pérdida de alcalinidad por carbonatación y/o por la presencia de sulfatos, los que fueron identificados por DRX.
- En ambos espigones se ha corroborado que el sector más deteriorado de los pilotes coincide con la zona de salpicaduras, mientras que el sector de hincado es el que se ha mantenido en perfecto estado de conservación debido a la deficiencia en la cantidad de oxígeno necesario para el desarrollo del proceso corrosivo.
- Las patologías que han presentado los espigones luego de una vida en servicio del orden de 35 años (aunque ya a los 20 años presentaban algunos problemas), muestran claramente la necesidad de ejecutar hormigones que reúnan las condiciones necesarias para una durabilidad adecuada. Esta situación es particularmente crítica cuando se construye en ambientes de extrema agresividad para el hormigón armado, como son los ambientes marinos.



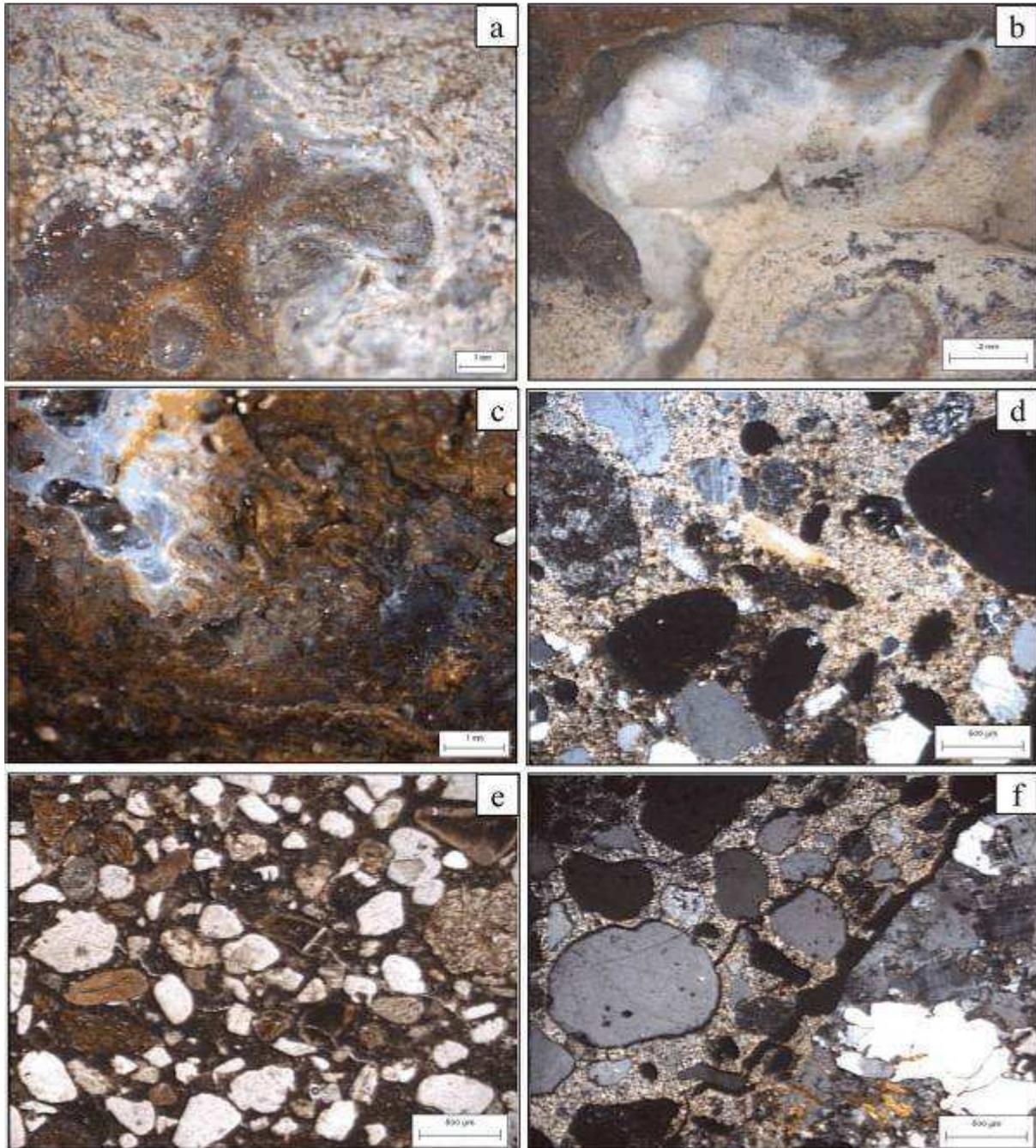
**Lámina 4.25:** Relevamiento de los espigones en Monte Hermoso.

**a:** diferencias de coloración en el espigón Oeste. **b:** fisuras y grietas longitudinales en el espigón Este. **c:** fisuras y grietas sobre el encamisado de los pilotes del espigón Oeste. **d:** organismos colonizando la superficie del hormigón de los pilotes. **e:** pilotes correspondientes a la zona de salpicaduras. **f:** reducción de sección de las barras de refuerzo debido al avanzado proceso corrosivo. **g:** desprendimiento del hormigón del encamisado y pérdida total de armaduras. **h:** productos de corrosión aflorando sobre la superficie del hormigón.



**Lámina 4.26:** Relevamiento de los espigones en Monte Hermoso.

- a:** pilote reparado mediante encamisado y zuncho metálico.
- b y c:** proceso de alteración del hormigón de recubrimiento en losas y vigas.
- d:** coqueas o “nidios de abeja” en fondo de vigas.
- e:** núcleo central de un pilote correspondiente a la zona de mareas.
- f:** pilote correspondiente a la zona de hincado.



**Lámina 4.27:** Petrografía del hormigón.

- a, b y c:** productos de neoformación desarrollados sobre la superficie del hormigón y en zona de interfase con la armadura.
- d:** hormigón del espigón Oeste visto al microscopio con nicols cruzados. Se observa una fuerte carbonatación.
- e:** material de recubrimiento del espigón Oeste (con luz paralela).
- f:** carbonatación e intenso microfisuramiento (espigón Este).

### 4.3.3 Estructura sobre Av. Argentina, en Monte Hermoso



Se realizó un relevamiento en una estructura de hormigón armado cuya entrada está ubicada en la primera calle paralela a la costanera, es decir a 100 metros de la línea de costa. La construcción comenzó en 1985 y en su proyecto original el edificio fue diseñado con un subsuelo, planta baja y seis pisos, pero a mediados de 1989 la construcción fue suspendida por lo que solo se terminó el esqueleto de hormigón hasta el primer nivel de pisos. Desde entonces el hormigón de columnas, vigas y losas se encuentra a la intemperie, en línea directa con la brisa marina ya que no existe ninguna construcción que se interponga entre el edificio y la línea de costa.

Como ya se describió en el capítulo de clima, los vientos predominantes son del sector N, NO y NE, pero los de mayor intensidad son los que provienen del mar (S, SE y SO), responsables del transporte de iones cloruros al sector continental. Por lo tanto el contrafrente del edificio está en línea directa con la brisa marina proveniente del sur, mientras que la entrada principal, que se sitúa en dirección norte, queda más resguardada del frente de vientos marinos.

Se realizó un relevamiento para constatar el estado de conservación de la estructura. Las vigas, losas y columnas internas se encontraban en buen estado de conservación, teniendo en cuenta el tiempo transcurrido desde su ejecución (lámina 4.28.a). Aquellas zonas que sufrieron la acción del escurrimiento del agua de lluvia, por ejemplo las vigas del hueco de la escalera, mostraban signos de un proceso de corrosión avanzado con desprendimiento del

hormigón de recubrimiento y la armadura de refuerzo expuesta (lámina 4.28.b). Se constató la acumulación de agua de lluvia en los sectores de bajo-losa del primer piso (lámina 4.28.c y d). Esta situación generó un microclima de elevada humedad que favoreció el proceso de corrosión de las armaduras. Sobre la superficie inferior de las losas de ese sector, se observó un avanzado estado de deterioro, con eflorescencias, manchas de óxido, mallas de acero corroídas a la vista, fisuración y desprendimiento del hormigón de recubrimiento (lámina 4.28.e). Algunos elementos estructurales presentaban “nidos de abeja” o coqueras, a causa de un mal llenado de encofrados y/o una insuficiente compactación del hormigón (lámina 4.28.f).

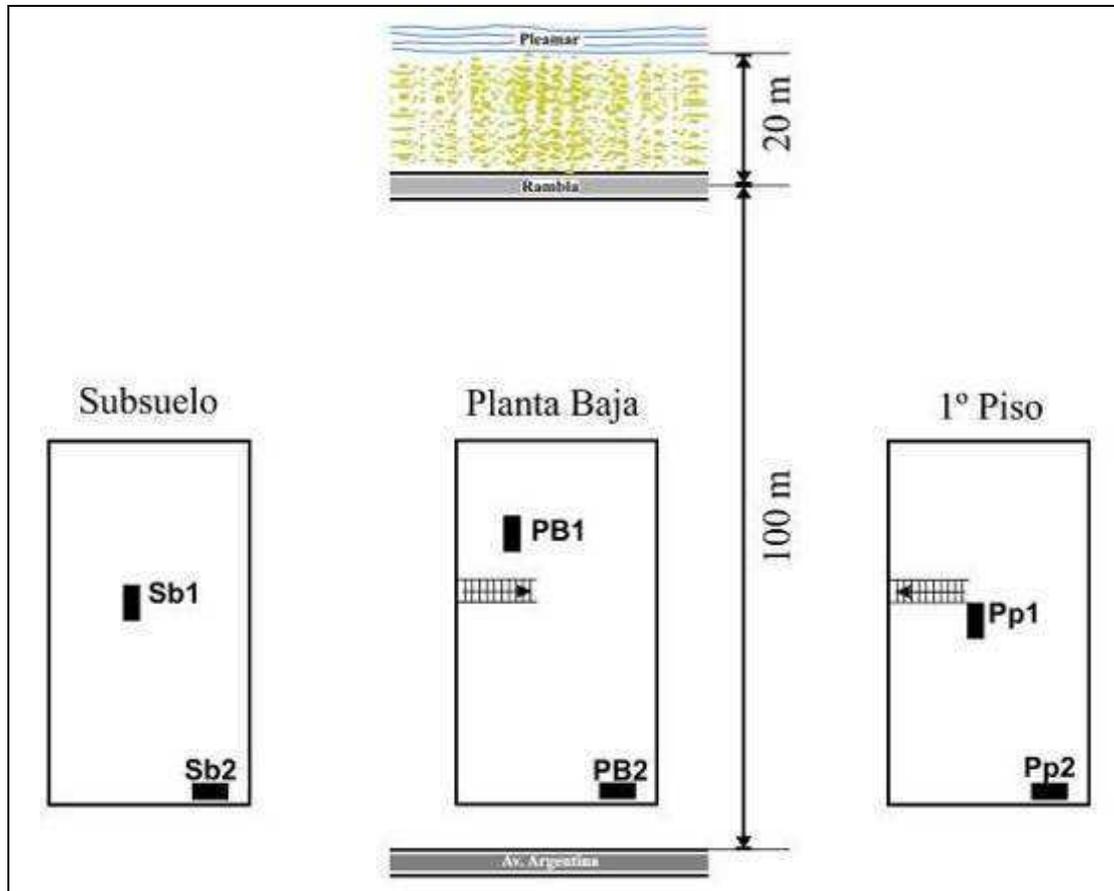
Si bien la estructura analizada se emplaza en un ambiente marino, la disposición en altura del edificio genera distintas zonas, con sus correspondientes características y microclima. La ubicación y distancia de una estructura a la fuente original de cloruros es uno de los parámetros que influye directamente en el proceso de difusión de éstos en el hormigón. Es por ello que para realizar el muestreo, se seleccionaron tres sectores diferentes para relacionar la penetración de cloruros con la ubicación relativa al frente de vientos y a la altura de los diversos niveles. Los elementos estructurales muestreados fueron:

- 1) Dos columnas en Planta Baja, **PB1** (interna) y **PB2** (lateral resguardada del agua de lluvia)
- 2) Dos columnas en Subsuelo, **Sb1** (interna) y **Sb2** (externa)
- 3) Escalera central y viga lateral en 1º piso, **PP1** y **PP2**

Si se toma en consideración la clasificación dada por el Proyecto de Reglamento CIRSOC 201:2005, se puede ubicar a la estructura evaluada en una clase de exposición marina, subclase al aire (M2) En correspondencia con la normativa EHE-08, la clase de exposición es marina, subclase aérea, designación IIIa. En la figura 4.31 se puede ver un esquema de la planta de la estructura y los sectores de muestreo.

Sobre el hormigón de estas muestras se realizaron los siguientes ensayos físicos: densidad, absorción y porosidad, según lo establecido en norma ASTM C642-97 y determinación de cloruros totales y solubles en agua, según norma IRAM 1857.

Complementariamente, se realizó un estudio petrográfico de los agregados y del hormigón. Se analizó el estado del mismo, en especial las zonas de contacto mortero-armadura y agregado-mortero.



**Figura 4.31:** Sectores de muestreo

Los resultados de los ensayos de densidad, absorción y porosidad del hormigón de las muestras, se detallan en la tabla 4.29.

**Tabla 4.29:** Densidad, absorción y porosidad

Muestras	Densidad (g/cm <sup>3</sup> )	Absorción (%)	Porosidad (%)
PB1	2,41	3,3	10,3
PB2	2,49	3,5	11,3
Sb1	2,36	4,5	10,8
Sb2	2,25	7,0	13,9
PP1	2,48	4,9	12,1
PP2	2,35	5,3	12,3

Las muestras presentaron valores de porosidad relativamente elevados [CYTED, 1998] e indican un hormigón con probabilidad de desarrollar patologías, debido a la facilidad que presenta para el ingreso de sustancias nocivas desde el medio exterior, en particular, de cloruros ya que se trata de un ambiente marino.

Las determinaciones de cloruros totales y libres (referidos al peso del hormigón) se detallan en la tabla 4.30.

**Tabla 4.30:** Cloruros totales y libres

<b>Muestras</b>	<b>Cloruros Totales (%)</b>	<b>Cloruros libres (%)</b>
<b>PB1</b>	0,386	0,333
<b>PB2</b>	0,438	0,436
<b>Sb1</b>	0,313	0,295
<b>Sb2</b>	0,341	0,323
<b>PP1</b>	0,264	0,256
<b>PP2</b>	0,294	0,287

Se observa que el contenido de cloruros totales y libres (solubles en agua) para cada una de las muestras, son similares. Se puede suponer que tienen un ingreso posterior al fraguado del hormigón y que no se han fijado en la estructura. Desde el punto de vista de la durabilidad de las armaduras de refuerzo, un elevado porcentaje de cloruros libres es la situación más comprometida, ya que son éstos los que están disponibles para participar del proceso corrosivo.

Los mayores valores de cloruros totales corresponden al hormigón de las muestras tomadas en planta baja (PB1 y PB2), mientras que los más bajos corresponden al hormigón de las muestras del primer piso (PP1 Y PP2). En los tres niveles analizados se verificó un menor contenido de cloruros totales en el hormigón de elementos estructurales internos (PB1, Sb1 y PP1), es decir, los más protegidos del viento sur, responsable de llevar los iones cloruros desde el mar al sector continental. Estos resultados concuerdan con trabajos previos sobre estructuras emplazadas en la provincia de Buenos Aires, cerca de la costa Atlántica [Di Maio et al., 2004], e indican que la altura y la superficie expuesta al mar, tienen una significativa

influencia en la penetración de cloruros en el hormigón. Cuando no existen obstáculos entre una estructura y el mar, se registran mayores contenidos de cloruros en los niveles inferiores de una edificación.

### **Ensayos petrográficos**

En todas las muestras analizadas, el agregado grueso es una piedra partida granítica y en algunos casos, se observaron además cuarcitas. El agregado fino es una arena natural de origen marino, constituida en forma predominante por rocas volcánicas y valvas carbonáticas, con cuarzo y feldespatos subordinados.

Con estereomicroscopio no se observó microfisuramiento ni productos de neoformación en ninguna de las muestras estudiadas. El hormigón presenta muy buena compactación, los contactos agregado – mortero son netos y las cavidades de aire accidentalmente atrapado, se encuentran vacías.

Se pudieron observar diferentes tonalidades en la zona circundante a las armaduras que presentaban un avanzado estado de corrosión, identificándose óxidos e hidróxidos de hierro (magnetita color rojo oscuro, hematita, rojo intenso y goetita / lepidocrocita de colores ocres).

En la lámina 4.29.a se muestra la piedra partida granítica que constituye el agregado grueso. Las partículas no muestran procesos de alteración y los contactos con el mortero son netos. La lámina 4.29.b corresponde a la piedra partida cuarcítica, también en contacto neto con el mortero. En la lámina 4.29.c se observa la composición de la arena con abundantes valvas carbonáticas lo que indica el origen marino. En la lámina 4.29.d se observa la oxidación en la zona de contacto con la armadura y como difunden los oxidados de hierro hacia el mortero. La lámina 4.29.e corresponde a otro sector afectado por los procesos de oxidación. En la lámina 4.29.f se muestra un detalle de la zona de contacto del agregado grueso con el mortero.

### **Análisis de los resultados**

- La patología que presenta esta estructura expuesta a un ambiente de alta agresividad se atribuye a un proceso de corrosión de las armaduras debido a la presencia de cloruros.

- Los cloruros determinados experimentalmente en el hormigón, indican que se hallan en cantidades significativas, para despasivar las armaduras y dar inicio al proceso corrosivo.
- El insuficiente espesor de los recubrimientos y la elevada porosidad del hormigón, favorecieron la penetración de cloruros y la consecuente corrosión del acero. Esto se manifiesta en un elevado cuadro de fisuración, exudación de productos de corrosión y desprendimiento del hormigón superficial.
- La ubicación de cada elemento estructural relevado, en relación al frente de vientos marinos, tiene una incidencia directa sobre la concentración de cloruros en el hormigón.
- La falta de mantenimiento de la estructura produjo una situación no prevista en relación a la acumulación de agua de lluvia en los bajo-losas y escurrimiento en los huecos de escalera. Esta disponibilidad de humedad constante favoreció el proceso de corrosión generado por la presencia de cloruros.
- No se observaron reacciones expansivas atribuibles a la composición petrográfico-mineralógica de los agregados y/o cemento.



**Lámina 4.28:** Relevamiento de la estructura Av. Argentina en Monte Hermoso

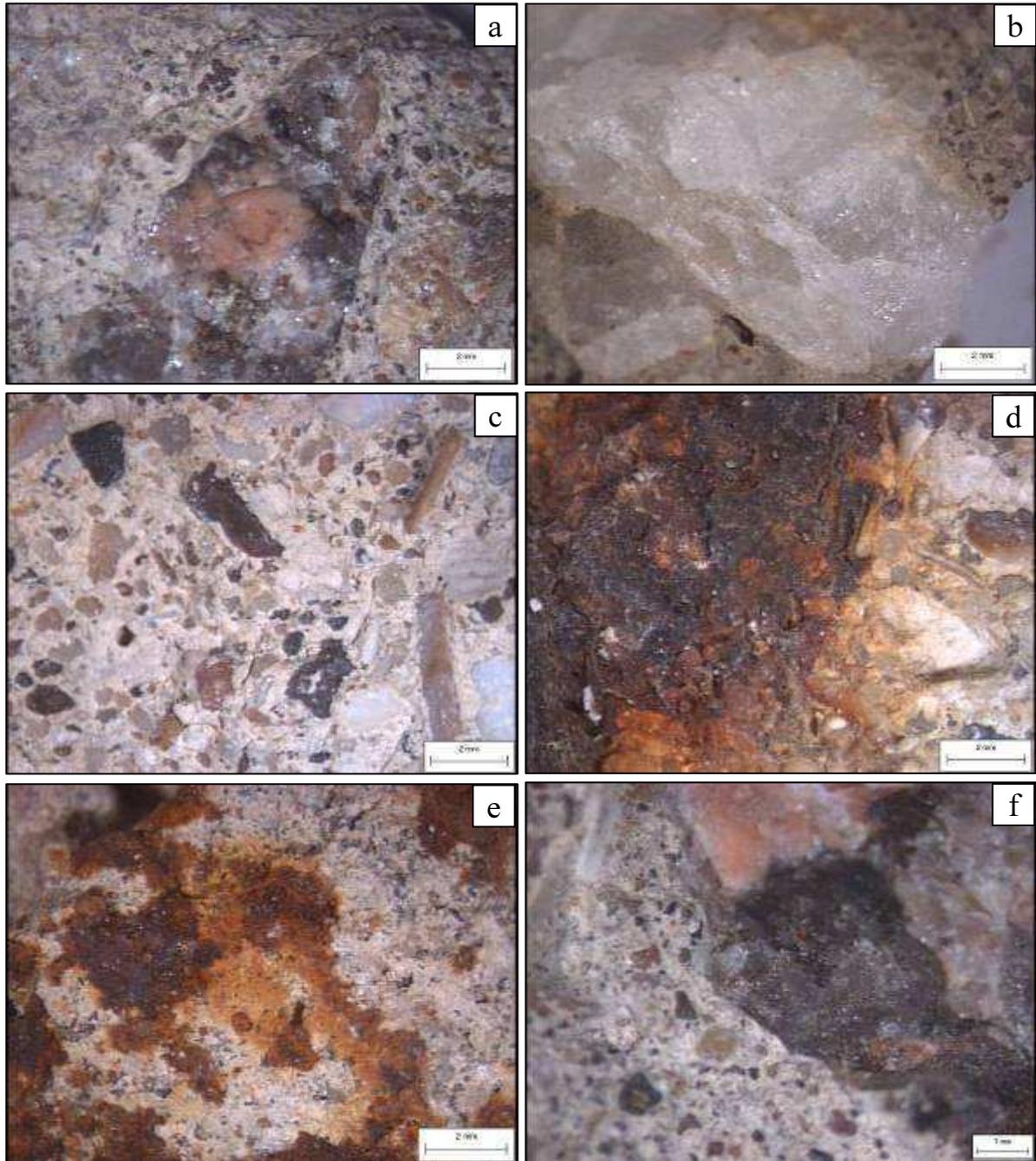
**a:** vigas, losas y columnas internas.

**b:** vigas corroídas en sectores cercanos al hueco de escalera.

**c y d:** acumulación de agua de lluvia en los sectores de bajo-loza del primer piso.

**e:** superficie inferior de losas.

**f:** coquera en viga.



**Lámina 4.29:** Petrografía del hormigón.

- a:** piedra partida granítica constituyente del agregado grueso.
- b:** piedra partida cuarcítica.
- c:** mortero sano y composición de la arena.
- d:** oxidación del hierro de la armadura.
- e:** óxidos e hidróxidos de hierro en el mortero.
- f:** detalle de la zona de contacto agregado grueso - mortero

## **CAPITULO 5**

### **ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS**

#### **5.1 RESUMEN DE LOS RESULTADOS**

En la tabla 5.1 se resumen los valores promedio de todas las determinaciones obtenidas en los ensayos de densidad (d), absorción (A) y porosidad (P), realizados sobre muestras de hormigón de cada obra estudiada y en la tabla 5.2 los resultados de las determinaciones de cloruros totales y libres y sulfatos solubles de las obras emplazadas en ambiente marino. En la tabla 5.3 se detallan los resultados de los ensayos de resistencia a compresión con sus respectivos promedios y desvíos standards y en la tabla 5.4 los resultados de los estudios petrográficos efectuados sobre los agregados finos y gruesos empleados en la elaboración de los hormigones.

**Tabla 5.1:** Resumen de los resultados de ensayos físicos

AMBIENTE	OBRA	AÑO	d (g/cm <sup>3</sup> )	A (%)	P (%)
URBANO	Canal Maldonado	1950	2,39	2,8	5,5
		1973			
		1987			
URBANO	Estructura Centro Cívico	1968	2,40	5,7	15,1
	Autovía acceso ciudad	1995	2,47	3,9	9,7
RURAL	Puentes Ruta 51	1950	2,30	10,6	22,0
	Dique Paso Piedras	1970	2,40	7,0	15,5
	Aeropuerto Cte. Espora	1962	2,41	2,1	5,3
		1985			
RURAL	Ruta Circunvalación	1988	2,45	1,1	2,9
		1993			
MARINO	Viaducto Ing. White	1980	2,42	7,1	15,2
	Espigones Monte Hermoso	1971	2,35	7,1	16,5
	Estructura Monte Hermoso	1985	2,39	4,8	11,8

**Tabla 5.2:** Resultados de cloruros totales y libres y sulfatos solubles en las obras emplazadas en ambiente marino

Obra	Año	Cloruros Totales (%)	Cloruros libres (%)	Profundidad (mm)	Sulfatos Solubles (%)
Viaducto Ing. White	1980	0,292	0,289	0-5	---
		0,185	0,147	5-10	
Espigones Monte Hermoso	1971	0,404	0,395	---	0,184
		0,243	0,243	0-5	0,109
		0,208	0,202	5-10	
		0,238	0,238	10-15	
		0,967	0,885	---	---
		0,468	0,466	---	0,150
Estructura Monte Hermoso	1985	0,386	0,333	---	---
		0,438	0,436	---	
		0,313	0,295	---	
		0,341	0,323	---	
		0,264	0,256	---	
		0,294	0,287	---	

**Tabla 5.3:** Resultados de resistencia a compresión realizados en cada obra

<b>OBRA</b>		<b>Año</b>	<b>Edad actual</b> (años)	<b>Número de testigos</b>	<b>Resistencia Media</b> (MPa)	<b>Desvío St.</b> (MPa)
<b>Canal Maldonado</b>	Losa de fondo (CR)	1950	60	5	55,0	1,5
	Losa de fondo (PP)	1973	37	5	29,8	2,7
	Losa lateral (CR)	1987	23	5	21,7	4,2
<b>Estructura Centro Cívico</b>		1968	42	7	23,6	3,5
<b>Autovía acceso ciudad</b>		1995	15	3	36,3	2,9
<b>Aeropuerto Comandante Espora</b>	Cabecera 34R	1962	48	1	57,5	----
	Cabecera 16L			1	32,7	---
	Zona 1 (plataforma aviones)	1985	25	3	42,8	5,1
	Zona 2 (plataforma helicópteros)			4	45,3	6,7
<b>Ruta Circunvalación</b>	1° etapa constructiva	1988	22	3	47,1	5,2
	2° etapa constructiva	1993	17	4	49,9	11,8
<b>Viaducto Ing. White</b>	Zona de salpicaduras	1980	30	4	18,0	1,1
	Zona seca			2	22,4	0,4

**Tabla 5.4:** Resumen de los resultados de los ensayos petrográficos

OBRA		Materiales potencialmente reactivos		Desarrollo de RAS	Alteraciones	Productos de neoformación identificados
		Ag. Grueso	Ag. Fino			
Canal Maldonado	Losa de fondo (CR)	CR: RVPV	RVPV, VVF	No	---	calcita, portlandita, ettringita
	Losa de fondo (PP)	---	RVPV, VVF	No	---	calcita
	Losa lateral (CR)	---	RVPV, VVF, calcedonia	No	---	calcita, ettringita
Estructura Centro Cívico		---	RVPV, VVF	No	---	---
Autovía acceso ciudad		PP granítica: QEO	RVPV	No	exudados, argilización de minerales	calcita, portlandita, ettringita
Puentes Ruta 51		CR: QEO	---	No	---	portlandita, ettringita, hematita
Dique Paso de las Piedras		CR: QEO, RVPV	RVPV	No	desprendimiento de partículas esquistosas	calcita, portlandita, ettringita
Aeropuerto Comandante Espora	Cabecera 34R	---	QEO, RVPV, VVF	No	---	portlandita
	Cabecera 16L	---	QEO, RVPV, VVF	No	---	---
	Zona 1 (plataforma aviones)	---	QEO, RVPV, VVF	No	---	portlandita
	Zona 2 (plataforma helicópteros)	CR: RVPV	RVPV, VVF, calcedonia	No	---	portlandita

OBRA		Materiales potencialmente reactivos		Desarrollo de RAS	Alteraciones	Productos de neoformación identificados
		Ag. Grueso	Ag. Fino			
Ruta Circunvalación	1° etapa constructiva	---	RVPV, calcedonia	No	---	---
	2° etapa constructiva	---	RVPV, VVF	Sí	exudados, clastos fracturados y con coronas de reacción, fisuramiento en forma de mapa del hormigón	calcita, portlandita, ettringita
Viaducto en Ing. White		CR: RVPV, tobas vitroclásticas argilizadas, sílice criptocristalina	RVPV, calcedonia, VVA	Sí	exudados, clastos fracturados y con coronas de reacción, fisuramiento en forma de mapa del hormigón	calcita, ceolitas: clinoptilolita y chabacita de potasio, magnetita, hematita
Espigones en Monte Hermoso		---	RVPV, VVF	No	---	ettringita, brucita, $\text{SO}_4^{=}$ y $\text{CO}_3^{=}$ de Mg, lepidocrocita, akaganeita
Estructura Monte Hermoso		---	RVPV	No	---	magnetita, hematita, goetita/lepidocrocita
Pavimentos urbanos: acceso CCT y calle Catamarca al 900		CR: RVPV PP: cuarcita	RVPV, VVF, QEO	Sí	Clastos con coronas de reacción, microfisuramiento	calcita, portlandita, ettringita

#### Referencias:

CR: canto rodado; PP: piedra partida; RVPV: rocas volcánicas con pastas vítreas; VVF: vidrio volcánico fresco; VVA: vidrio volcánico alterado; QEO: cuarzo con extinción ondulate.

Las obras estudiadas fueron ejecutadas entre los años 1950 y 1995, esto implica que la edad de los hormigones oscila entre 15 y 60 años.

Los valores de densidad, medidos son en general uniformes, salvo una determinación puntual algo elevada, en el hormigón de los espigones de la ciudad de Monte Hermoso, debido a la presencia de productos de oxidación adheridos.

En cinco de las obras estudiadas las determinaciones de porosidad y absorción resultaron significativamente elevadas (mayor a 15% y 5%, respectivamente), lo que indica que estos materiales tienen alta probabilidad de desarrollar patologías debido a la facilidad que presentan para el ingreso de sustancias agresivas desde el medio exterior, en particular en aquellas obras emplazadas en un ambiente marino. Este hecho está asociado principalmente con condiciones ambientales del microclima al que está sometida la obra.

Los materiales utilizados como agregado en los hormigones estudiados en la ciudad de Bahía Blanca y su zona de influencia tienen, en general, composición litológica semejante. Como agregado grueso se identificó piedra partida granítica en el 50 % de las obras analizadas y canto rodado polimíctico en el resto. En la composición de éste último predominan las rocas volcánicas (andesitas, riolitas y tobas), la mayoría con pastas vítreas en general alteradas (desvitrificadas), en menor proporción se identificó cuarzo, rocas graníticas y escasas metamorfitas.

El agregado fino en todos los casos es una arena natural, aunque varía el origen (eólico, fluvial y marino). La composición petrográfico-mineralógica de todos ellos es semejante y a su vez similar a la del canto rodado. Es decir, predominan ampliamente las rocas volcánicas, a lo que debe sumarse las trizas de vidrio fresco que en algunos casos supera el 10 %. La única diferencia entre ellas es la presencia de valvas carbonáticas en las de origen marino.

Desde el punto de vista petrográfico el canto rodado y las arenas son potencialmente reactivos frente a la RAS. A pesar de ello, la mayoría de las obras estudiadas no están afectadas por esta patología. Esto se debe a que para que se desarrolle este tipo de reacción se necesitan tres factores concurrentes: agregados deletéreos, elevado contenido de álcalis y humedad. Las obras afectadas por la RAS fueron realizadas en las décadas del '80 y '90, y se corresponde con un período en el que ingresaron a la zona de Bahía Blanca, cementos de alto

contenido de álcalis provenientes de la Prov. de Córdoba e incluso de Chile. También debe destacarse el efecto del microclima, ya que para que la reacción se desarrolle es necesario, como ya fue planteado, la existencia simultánea de sílice, álcalis y humedad. Por ejemplo, los pavimentos estudiados, afectados por RAS estaban en contacto con un elevado contenido de humedad, al menos durante ciertas estaciones del año.

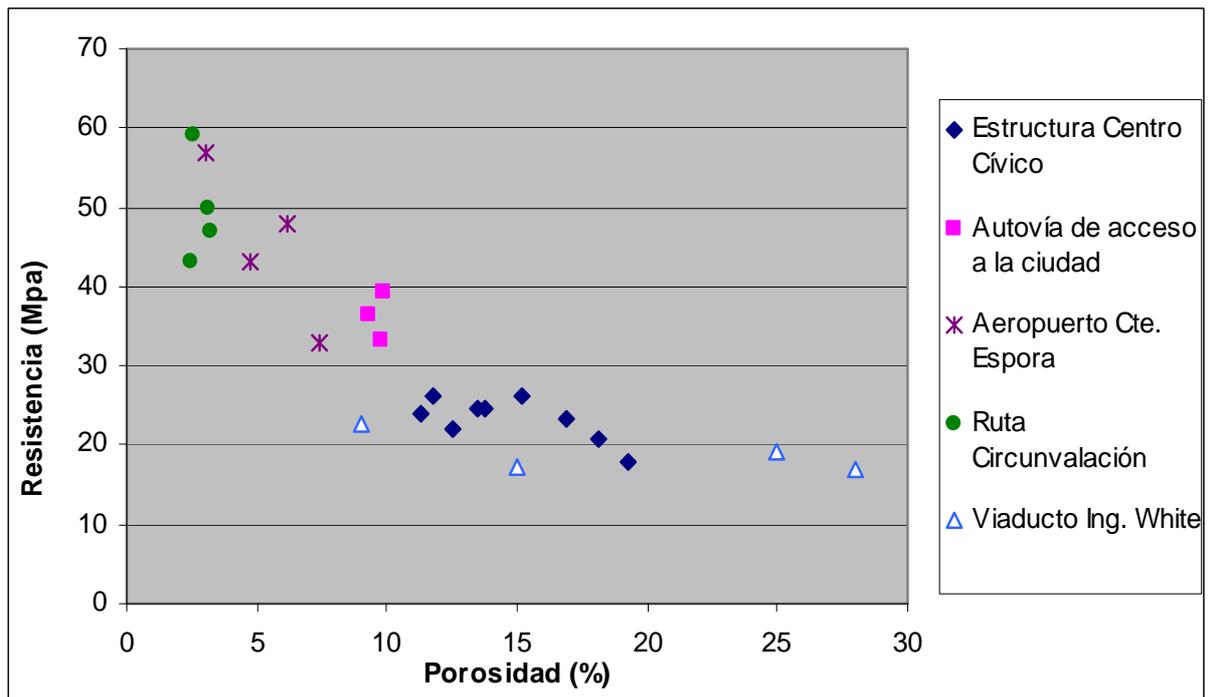
Los valores más elevados de capacidad y succión capilar corresponden al hormigón de los pilotes del muelle en Ing. White afectado por RAS, en especial en la zona de mojado y secado. Estos valores duplican y en algunos casos triplican, los obtenidos en la zona seca. El factor ambiental contribuyó también al deterioro por RAS.

Respecto a los resultados de los ensayos de resistencia a compresión, se observa que los mínimos valores (inferiores a 20 MPa) corresponden al hormigón de los pilotes del muelle en Ing. White afectado por RAS. Los valores más elevados (superiores a 40 MPa) corresponden todos a hormigones de pavimentos, salvo la losa de fondo del Canal Maldonado. No se verificó una correlación entre la resistencia a compresión del hormigón de las diferentes estructuras estudiadas con la edad. El desvío standard de las mediciones de resistencia a compresión sobre testigos extraídos en las estructuras más antiguas, es menor que el correspondiente a las más nuevas. El promedio de dichos valores, 4,1 MPa, es superado en cinco obras de menos de 25 años de edad. Se puede asociar entonces, una mayor uniformidad de resultados de resistencia a compresión en el hormigón de las estructuras más antiguas. Un caso particular de elevado desvío standard se presenta en la 2º etapa constructiva de la ruta de circunvalación. Ello se debe a que uno de los tramos evaluados se encontraba afectado por RAS, por lo que los resultados de resistencia a compresión fueron muy diferentes al tramo sin patología, ya que la presencia de fisuras originadas en la reacción ha afectado significativamente los valores de resistencia.

El efecto que produce la reacción álcali-sílice sobre las propiedades mecánicas del hormigón varía dependiendo del grado de avance de dicho proceso. Es por ello que la resistencia a compresión no siempre es indicador de la calidad o estado de un hormigón afectado por RAS. En el caso particular de la Ruta de Circunvalación a la ciudad de Bahía Blanca, los valores de resistencia a compresión medidos en los testigos extraídos, no pusieron de manifiesto el desarrollo de esta patología, que fue diagnosticada certeramente a partir de los estudios

petrográficos. Este método constituye una valiosa herramienta para definir el nivel de daño generado por la RAS, en los primeros estadios de su desarrollo.

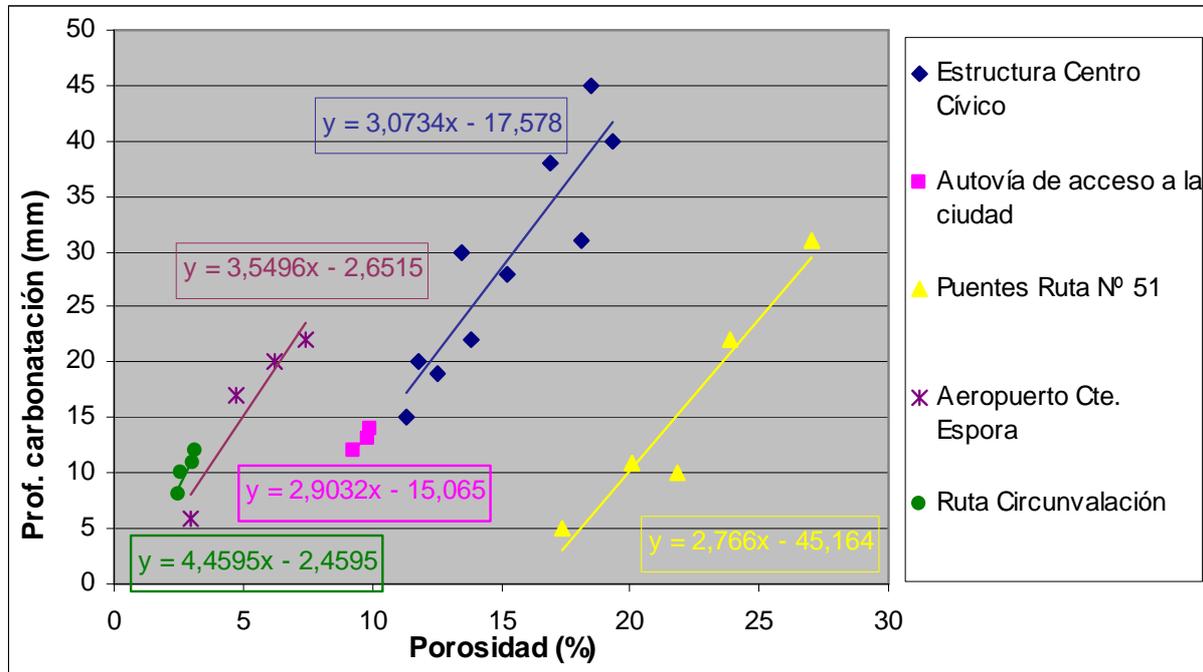
En la figura 5.1 se grafican los valores de resistencia a compresión de los testigos extraídos en diferentes elementos estructurales, en función de la porosidad que presenta el respectivo hormigón. Se observa una tendencia en la relación entre ambos parámetros, por la cual los hormigones de mayor porosidad se correlacionan con una menor resistencia mecánica.



**Figura 5.1:** Correlación entre resistencia y porosidad.

En la figura 5.2 se grafican los valores de profundidad de carbonatación medidos sobre los testigos extraídos en las diferentes obras analizadas, en función de la porosidad que presenta el respectivo hormigón. En forma conjunta no se observa una tendencia en la relación entre ambos parámetros, pero si se analizan los valores de cada estructura independientemente, se puede apreciar una tendencia lineal en dicha relación e inclusive se observa una similitud en las pendientes de las rectas. En todos los casos, el hormigón de mayor porosidad presentó una mayor profundidad de carbonatación. Las diferencias para cada estructura analizada están relacionadas a los factores que gobiernan el proceso de carbonatación además de la porosidad del hormigón, como por ejemplo las condiciones microclimáticas que rodean al hormigón,

humedad relativa, concentración de CO<sub>2</sub> en el ambiente, tiempo de exposición, tipo de cemento empleado.



**Figura 5.2:** Correlación entre profundidad de carbonatación y porosidad.

En los hormigones de la Ruta de Circunvalación, Aeropuerto Cte. Espora y Autovía de acceso a la ciudad, se determinó una penetración del proceso de carbonatación con valores de porosidad que se pueden considerar bajos (menor al 10%). A diferencia del hormigón de los Puentes de la Ruta Nº 51, el cual sufrió un avance de carbonatación del mismo orden pero con valores de porosidad considerados altos (mayores a 15%) e inclusive en un período de tiempo de exposición al CO<sub>2</sub> mucho mayor. En el primer caso, todas las estructuras corresponden a pavimentos que están en contacto directo con el agua de lluvia.

El hormigón correspondiente a la estructura del Centro Cívico es el que mayores valores de penetración del frente carbonatado presentó. Este hecho puede asociarse a la mayor concentración de CO<sub>2</sub> en cercanías de la estructura dado que está emplazada en el centro de la ciudad de Bahía Blanca.

De las estructuras emplazadas en ambiente marino, los que presentan mayor contenido de cloruros en el hormigón, tanto totales como libres, son los espigones de Monte Hermoso. En

todos los casos se hallaron en cantidades significativas como para despasivar las armaduras y dar inicio a un proceso corrosivo. En el caso particular de los espigones de Monte Hermoso se han incorporado cloruros en la mezcla fresca debido al uso de arena de playa como agregado fino. También se verifica que los sectores más deteriorados coinciden con la zona de salpicaduras.

Se observaron procesos de corrosión de armaduras por carbonatación y lixiviación en estructuras emplazadas en ambientes de moderada agresividad, como lo son el urbano (Estructura Centro Cívico) y el rural (Puentes Ruta N° 51). Esta situación, que afecta directamente la durabilidad de la estructura, se debe al insuficiente espesor de recubrimiento, mala compactación y diseños inadecuados o falta de mantenimiento, que impidieron el correcto escurrimiento del agua.

En la mayoría de las obras estudiadas, se observaron deficiencias en el proceso de llenado y compactación del hormigón (presencia de “nidos de abeja”) aún con una buena performance de las resistencias mecánicas. Desde el punto de vista de la durabilidad de la estructura, alcanzar una compactación total es de vital importancia, sobre todo en el hormigón de recubrimiento, ya que constituye la protección contra el ingreso de sustancias agresivas presentes en el ambiente de emplazamiento.

## **CAPÍTULO 6**

### **CONCLUSIONES**

A partir de la información recabada en los estudios de campo y los correspondientes ensayos de laboratorio realizados sobre muestras de hormigón extraídas en las estructuras relevadas, ubicadas en ambientes urbano, rural y marino de la ciudad de Bahía Blanca y su zona de influencia, es posible determinar los factores que desencadenaron los procesos de deterioro detectados en las estructuras evaluadas.

Las causas de las manifestaciones patológicas desarrolladas en las diversas obras analizadas, no son mutuamente excluyentes, el deterioro en una misma estructura en muchos casos corresponde a factores concomitantes, independientemente del ambiente en el que se encuentra emplazada. Es por ello que se hicieron dos análisis diferentes: en un primer caso, se tomaron todas las causas de deterioro en forma conjunta, y en una segunda etapa, se adjudicó una sola causa como responsable principal del daño.

En la tabla 6.1 se resumen las manifestaciones patológicas observadas en cada una de las obras relevadas y sus respectivas causas. Éstas fueron clasificadas en cinco grupos, de acuerdo a la etapa del proceso constructivo en la que se verificó la falla o el error:

- fallas en la etapa de proyecto o diseño;
- fallas en la etapa de ejecución o construcción;
- fallas en la etapa de uso y mantenimiento;
- fallas debido a materiales;
- fallas por accidentes o siniestros.

**Tabla 6.1:** Detalle de las manifestaciones patológicas observadas en cada obra y sus respectivas causas

<b>AMBIENTE</b>	<b>OBRA</b>	<b>MANIFESTACIONES PATOLÓGICAS</b>	<b>CAUSAS</b>
<b>Urbano</b>	<b>Canal Maldonado</b>	Fisuras, falta material sellador en juntas y rellenas con material granular, socavación de losas.	Falta mantenimiento. Cambio de las condiciones de proyecto.
	<b>Estructura Centro Cívico</b>	Corrosión, biodeterioro y ataque ácido.	Fallas de ejecución.
	<b>Pavimentos urbanos</b>	Levantamiento de placas, fisuras, falta material sellador en juntas y rellenas con material granular, cortes de servicio mal reparados.	Falta mantenimiento.
		Coronas de reacción adjudicados a la RAS.	Error en la elección de los materiales.
<b>Autovía acceso ciudad</b>	Levantamiento de placas, dilatación por elevadas temperaturas, falta material sellador en juntas y rellenas con material granular.	Fallas de diseño. Falta de mantenimiento.	
<b>Rural</b>	<b>Puentes Ruta Prov. N° 51</b>	Fisuras, delaminación, corrosión por carbonatación y lixiviación de compuestos cálcicos, biodeterioro.	Fallas de ejecución. Errores de proyecto.
	<b>Dique Paso de las Piedras</b>	Levantamiento de placas, fisuras, falta material sellador en juntas y rellenas con material granular. Compactación deficiente, socavación de losas. Sobrecarga no contemplada en el diseño original.	Cambio de uso. Fallas de ejecución.
	<b>Aeropuerto Comandante Espora</b>	Fisuras, abrasión, falta material sellador en juntas y rellenas con material granular. Compactación deficiente, socavación de losas.	Fallas de ejecución. Falta de mantenimiento.
	<b>Ruta de Circunvalación</b>	Levantamiento de placas, fisuras con una dirección preponderante y otras en tres direcciones, falta material sellador en juntas y rellenas con material granular. Compactación deficiente, socavación de losas. Exudados y coronas de reacción adjudicados a la RAS.	Fallas de ejecución. Error en la elección de los materiales. Falta de mantenimiento.
<b>Marino</b>	<b>Viaducto en Ing. White</b>	Fisuras con una dirección preponderante y otras en tres direcciones, delaminación del hormigón de recubrimiento, óxidos lixiviados, corrosión por cloruros. Agregado grueso expuesto con pérdida de mortero. Coronas de reacción adjudicados a la RAS.	Fallas de diseño. Error en la elección de los materiales.
	<b>Espigones en Monte Hermoso</b>	Fisuras y grietas, delaminación del hormigón de recubrimiento, óxidos lixiviados, corrosión por cloruros. Agregado grueso expuesto con pérdida de mortero, agresión físicoquímica de sulfatos. Deficiente compactación.	Errores de proyecto. Fallas de ejecución. Error en la elección de los materiales.
	<b>Estructura Monte Hermoso</b>	Fisuras y grietas, delaminación del hormigón de recubrimiento, óxidos lixiviados, corrosión por cloruros. Deficiente compactación.	Fallas de ejecución. Errores de proyecto.

Del análisis global de los resultados surge que el 58% de las estructuras analizadas presentan evidencias de deterioro debido a fallas en la etapa de ejecución. En el 50% de las obras aparecen fallas en la etapa de uso y mantenimiento y el 42% en la etapa de proyecto o diseño. Le sigue en importancia la mala elección de materiales en un 33%, asociada en la mayoría de los casos a errores de proyecto. En ninguna de las obras analizadas, las fallas se corresponden con daños accidentales o siniestros.

En la tabla 6.2 se resumen las diferentes causas de deterioro para cada una de las obras analizadas con la siguiente nomenclatura: P: fallas en la etapa de proyecto; E: fallas en la etapa de ejecución; M: fallas en la etapa de uso y mantenimiento; Mat.: elección inadecuada de materiales; Acc.: fallas debido a accidentes o siniestros. En la última columna de la tabla, se indica una sola causa de deterioro, adjudicada como desencadenante principal del daño.

**Tabla 6.2:** Causas de deterioro de las obras analizadas

OBRA	P	E	M	Mat.	Acc.	Causa Principal
Canal Maldonado						M
Estructura Centro Cívico						E
Pavimentos urbanos						M
Pavimentos urbanos						Mat.
Autovía acceso ciudad						P
Puentes Ruta Prov. N° 51						P
Dique Paso de las Piedras						E
Aeropuerto Cte. Espora						E
Ruta de Circunvalación						Mat.
Viaducto en Ing. White						Mat.
Espigones en Monte Hermoso						P
Estructura Monte Hermoso						P

Teniendo en cuenta las causas principales de deterioro en cada una de las obras estudiadas, se recalcularon los porcentajes de distribución de fallas según las diferentes etapas del proceso constructivo: fallas en la etapa de proyecto 33%; en la etapa de ejecución 25%; en la etapa de uso y mantenimiento 25%; debido a materiales 17% y por accidentes o siniestros 0%. De acuerdo a los estudios realizados en estructuras ubicadas en la ciudad de Bahía Blanca y su zona de influencia, queda claramente de manifiesto la elevada incidencia que tienen los errores que se cometen en las etapas de proyecto y ejecución sobre el comportamiento en servicio de las mismas.

Estos resultados son similares a los obtenidos en un estudio realizado en la Argentina entre los años 1975 y 1990 [Di Maio et al., 1999], salvo el ítem materiales que figura con un valor mucho más elevado (44%). Esto se debe a diferentes criterios de clasificación, por ejemplo la inclusión en la causa materiales, de sub-causas como: corrosión de armaduras, características inadecuadas del hormigón y durabilidad, lo que hace elevar el correspondiente porcentaje. En el presente estudio, en la causa materiales se incluyó exclusivamente, el empleo de materiales inadecuados.

De los estudios realizados puede plantearse que el deterioro prematuro de las estructuras de hormigón, emplazadas en diferentes ambientes, es cada vez mayor, a pesar de los avances en el conocimiento de las causas que provocan su degradación. Del análisis de los problemas de durabilidad en los casos estudiados, se observa la falta de aplicación de los conocimientos tecnológicos disponibles.

Por lo expuesto, surge que es necesario incrementar el conocimiento tecnológico por parte de los responsables de obras, como así también, se debe realizar un control más exhaustivo sobre la aplicación de dichos conocimientos. Tanto en los códigos con un planteo prescriptivo tradicional (reglamento argentino en vigencia, CIRSOC 201-1982), como en aquellos basados en requisitos prestacionales (nuevo reglamento argentino de estructuras de hormigón, en trámite de aprobación CIRSOC 201:2005) se establecen claramente parámetros de diseño. Deben tenerse en cuenta los factores determinantes de durabilidad, como la máxima relación agua/cemento en función del tipo de estructura y su exposición ambiental, tipo y contenido de cemento, forma y tiempo de curado, recubrimiento de armaduras, contenido de aire incorporado y limitaciones en el espesor de fisuras, tanto en la etapa de diseño como de ejecución de la obra. Si no se entienden y controlan las causas primarias que afectan la durabilidad del hormigón, el deterioro prematuro de estructuras continuará ocurriendo.

La calidad estructural a lo largo de la vida en servicio prevista para una determinada obra, depende de la eficiencia en todas las etapas, desde su origen en el diseño, su correcta ejecución y hasta el final de la vida prevista con el adecuado mantenimiento. De nada sirve un excelente proyecto con una deficiente ejecución, ni una cuidadosa y bien controlada construcción de un proyecto deficiente. Además, ningún material, por bueno que sea, tolera una mala ejecución. Finalmente, en todos los casos tanto el mantenimiento correctivo como

el preventivo es esencial para que las estructuras de hormigón continúen desarrollando las funciones para las que fueron concebidas, es decir, mantengan su servicialidad durante la esperanza de vida especificada en el proyecto original.

Las obras bien diseñadas y con una buena ejecución se pueden deteriorar prematuramente por falta de mantenimiento, como fue visualizado en la mayoría de los pavimentos urbanos y rurales estudiados, siendo este aspecto más importante que la carga ambiental. El mantenimiento es el factor que tiene menor incidencia en el costo total de una obra y sin embargo, es el que menos se cumple y el que se encontró con mayor frecuencia en los casos evaluados. En toda estructura, tanto el mantenimiento correctivo como el preventivo, son esenciales para que el hormigón continúe satisfaciendo los requerimientos de durabilidad previstos durante toda su vida útil.

Además, a partir de los casos de estudio fue posible concluir que en algunas de las obras no hubo una correcta planificación a la hora de elegir los materiales y establecer la calidad del mismo, ya que se utilizaron agregados potencialmente reactivos frente a la RAS sin un control en el contenido de álcali del cemento y/o de los factores externos medioambientales, como el ingreso de agua y/o el aporte de álcalis por parte del agua de mar.

Teniendo en cuenta que la mayoría de los materiales disponibles en la zona de Bahía Blanca, para ser utilizados como agregados para hormigón, son calificados petrográficamente como potencialmente reactivos frente a la RAS, se deben realizar los ensayos necesarios para confirmar o desechar la probabilidad de la misma. En caso afirmativo se disponen de la tecnología para evitar esta reacción deletérea.

El microclima es un factor importante a tener en cuenta. En el caso de los pavimentos, una variación de temperatura elevada (gran amplitud térmica, especialmente en los meses de verano), genera dilataciones y contracciones en el hormigón. El deterioro debido a esta causa se agrava si las placas tienen algún tipo de restricción de vínculo que impide los cambios dimensionales de origen térmico, situación presente en el caso de juntas de contracción y dilatación mal diseñadas o no mantenidas correctamente.

Cuando se utilizan agregados potencialmente reactivos debe considerarse si la obra estará emplazada en un ambiente con elevada humedad. Se comprobó que la proximidad del nivel

freático a la superficie, falta de escurrimiento del agua de lluvia y los ciclos de humedecimiento y secado contribuyen al desarrollo de la RAS.

En los puentes estudiados se comprobó que el deterioro depende del microclima de exposición, ya que éste varía para diferentes zonas de un de un mismo elemento estructural y en consecuencia, el hormigón correspondiente presentará comportamientos disímiles. Por ejemplo, el hormigón que se encuentra resguardado de lluvias y expuesto solamente a la humedad ambiente, presentará mayor penetración de dióxido de carbono que aquel hormigón en contacto directo con el agua de lluvia y expuestos a la radiación solar. En ambos casos el avance en el proceso de corrosión por carbonatación, será función de la humedad disponible en cercanías de la superficie del hormigón, que puede ser favorecido por un mal diseño de drenajes.

La utilización de técnicas complementarias como difracción de rayos X y microscopía electrónica de barrido permitieron obtener información precisa en un corto período de tiempo, acerca de los productos de neoformación desarrollados como consecuencia de las diferentes manifestaciones patológicas, en especial RAS, ataque por sulfatos y productos de oxidación de armaduras. Estas nuevas herramientas han permitido obtener grandes logros en el campo de la tecnología del hormigón, para el estudio de su microestructura.

En este trabajo de tesis se propone, por primera vez, la utilización en forma sistemática, de la petrografía del hormigón junto con difracción de rayos X y microscopía electrónica de barrido SEM/EDS para la evaluación de estructuras con patologías, además de las técnicas de ensayo convencionales.

La corrosión de armaduras se observó tanto en estructuras ubicadas en ambiente rural como marino, debido principalmente a un error en el diseño de las estructuras, en particular, por deficiencias en el espesor y en la calidad del hormigón de recubrimiento.

En todas las obras relevadas con menos de treinta años de edad, se ha constatado un acortamiento de su vida útil, ya que se produjeron daños significativos y/o se vio comprometida su funcionalidad o su aptitud en servicio, aún cuando su performance mecánica se mantiene dentro de parámetros aceptables.

Las deficiencias en la calidad de las estructuras, a consecuencia de errores de proyecto, de ejecución, mala elección de materiales o falta de mantenimiento, no pueden ser eliminadas ni compensadas por el empleo de mayores coeficientes de seguridad en el cálculo estructural. Los problemas de durabilidad del hormigón armado deben ser adecuadamente previstos, adoptando los recaudos del caso en función del ambiente de exposición de la estructura.

Se considera necesario, entonces, en base a la información disponible, incrementar el control en todas las etapas, haciendo una correcta elección de materiales y un proyecto acorde al fin, teniendo en cuenta el ambiente donde estará emplazada la obra, verificando la correcta ejecución de acuerdo a lo proyectado y realizando un programa de mantenimiento a lo largo de la vida útil de la estructura. Inclusive, puede preverse hasta el cambio de algunos elementos estructurales que sean afectados por problemas de durabilidad, en particular, por corrosión de armaduras o acción del agua de mar. Este criterio debe estar implícito en el diseño de la estructura, definiendo los elementos más críticos frente al medio de exposición.

Para concluir, puede plantearse que con el conocimiento existente es posible diseñar un hormigón con los materiales disponibles en la zona de ejecución, adecuado para el propósito que se le ha dado en su proyecto original y para la esperanza de vida durante la cual debe permanecer en servicio, sin costos excesivos de mantenimiento.

En este trabajo se presenta el relevamiento de un conjunto de estructuras ubicadas en la ciudad de Bahía Blanca y su zona de influencia, construidas en distintas etapas tecnológicas, con diferentes usos y ubicadas en ambientes de distinta agresividad al material. Los resultados indican que con las nuevas herramientas empleadas para la evaluación, en particular, el empleo del microscopio electrónico y la microscopía de polarización sobre secciones delgadas, unidas a los ensayos tradicionales y a otros incorporados recientemente, como es el ensayo de absorción capilar, permiten obtener una valiosa información sobre los procesos de deterioro del hormigón y las causas que originaron las distintas patologías y que han disminuido su vida en servicio.

En resumen se concluye que:

La mayoría de las patologías detectadas, vinculadas con el ambiente, incluyen corrosión de las armaduras por carbonatación en ambientes urbanos y rurales, y por presencia de cloruros en ambientes marinos. También se han detectado patologías originadas por la reacción álcali-sílice en ambientes de extrema humedad.

Las patologías observadas tienen distinto origen y entre las causales deben incluirse fallas de proyecto, de ejecución y de mantenimiento.

También debe mencionarse que los resultados indican claramente que en algunas estructuras con muy alta porosidad (mayor del 20%) se observa corrosión en ambientes que no presentarían agresividad. Por lo expuesto, surge como una alternativa a evaluar en profundidad, la incorporación del ensayo de porosidad en los reglamentos a fin de determinar el comportamiento del hormigón frente a problemas de durabilidad. Este ensayo, conjuntamente con el de capilaridad (ya incorporado en la reglamentación argentina), permitiría tener conocimiento de la prestación del hormigón frente a distintos mecanismos de ingreso de sustancias a la masa.

Se ha verificado que la porosidad del hormigón es un parámetro adecuado para la evaluación de la tasa de degradación por carbonatación que los mismos sufren en distintos ambientes de exposición.

Una causal que en el área de estudio es significativa por la tipología mineralógica y petrográfica de los agregados que se utilizan rutinariamente, es el desarrollo de la reacción álcali-sílice en sus distintas manifestaciones, que van desde una etapa inicial hasta aquella en que el elemento estructural aparece altamente fisurado.

Las estructuras evaluadas se encuentran incluidas en las clases de exposición generales que producen corrosión de armaduras según lo estipulado por el CIRSOC 201:2005, fundamentalmente por carbonatación y presencia de cloruros en el aire.

La presencia de agua en contacto con el hormigón, tanto por diseños inadecuados como por mantenimientos deficientes, desarrolla los procesos de corrosión observados por ejemplo, en ambientes no agresivos.

De los resultados obtenidos en el desarrollo de la presente tesis puede plantearse la necesidad del cumplimiento de las reglamentaciones estipuladas en los reglamentos para alcanzar la vida útil prevista en el proyecto, en algunos casos especiales como son las exposiciones a climas con elevada humedad y/o presencia de cloruros, deben extremarse los recaudos tecnológicos a fin de proyectar y ejecutar estructuras adecuadas para soportar la agresión del medio ambiente.

Los resultados alcanzados en los presentes estudios indican que podría incluirse el ensayo de porosidad, el cual se encuentra normalizado, para calificar la prestación del hormigón frente al proceso de carbonatación. Este ensayo, realizado a la edad de 28 días sobre pequeños testigos extraídos de la estructura podría ser un indicador del comportamiento futuro del hormigón cuando está expuesto a ambientes en los que puede producirse corrosión por carbonatación.

Se ha verificado particularmente, en la estructura ubicada en la ciudad de Bahía Blanca, con un clima semiárido, la existencia de microclimas rodeando a los distintos elementos estructurales que la componen. Esta diferencia de microclimas en un mismo ambiente de exposición se ha visto reflejada en los distintos valores de profundidad de carbonatación.

Por lo expresado, en el diseño de estructuras ubicadas en ambientes urbanos con hormigones expuestos a la atmósfera (sin recubrimiento) deberán adoptarse para la totalidad de la estructura los requisitos que corresponden para la zona más desfavorable. Esta situación permitirá simplificar las etapas de ejecución sin afectar significativamente el costo inicial de la obra.

En ambiente marino, con presencia de cloruros, también se ha comprobado la existencia de microclimas que originan ingresos diferenciales del cloruro en la masa del hormigón. En este caso se ha verificado una diferencia de concentración en función de la altura de la estructura. Esta situación corrobora experiencias previas en este ambiente. Por lo expuesto, en estos

casos deben diseñarse las estructuras considerando el mayor grado de agresividad que se puede originar.

## **6.1 PERSPECTIVAS DE FUTURAS LINEAS DE TRABAJO**

La presente Tesis constituye un aporte al conocimiento de las patologías desarrolladas por estructuras de hormigón emplazadas en diferentes ambientes. Sin embargo, el estudio de la influencia del medio ambiente en la durabilidad del hormigón, no es un tema agotado. A continuación se plantean posibles líneas de trabajo que pueden ser consideradas en futuras investigaciones:

- Continuar con los estudios realizados en el presente trabajo de Tesis en otras obras de la región, para conformar y ampliar la base de datos iniciada, a fin de aportar criterios estadísticos para el análisis de patologías locales.
- Desarrollar una línea de investigación tendiente a vincular el deterioro con análisis de ciclo de vida en estructuras de hormigón.
- Desarrollar y difundir recomendaciones para el diseño de nuevas estructuras, utilizando las conclusiones a que se ha arribado en el presente trabajo de Tesis. Elaborar documentación para incorporar en la normativa respecto al diseño estructural de la región.
- Evaluar la fuente de procedencia de los agregados (gruesos y finos) utilizados en los hormigones, en especial cuando se observan patologías del tipo RAS, fundamentalmente cuando se ha verificado que en la zona de Bahía Blanca se emplean agregados potencialmente reactivos.
- Profundizar los estudios sobre la petrografía del hormigón como herramienta para interpretar los procesos de deterioro, en especial el estudio de la interfase agregado – mortero. Estudiar los productos de neoformación con microscopía óptica, difracción de rayos X y microscopía electrónica de barrido/EDS.

## **CAPITULO 7**

### **BIBLIOGRAFÍA**

ACI 318, 1995 y 2002. “Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318)”. American Concrete Institute. Versiones 1995 y 2002.

Aïtcin, P., 2000. “Cements of yesterday and today, concrete of tomorrow”. *Cement and Concrete Research*, 30, pp. 1349-1359.

Aïtcin, P., 2003. “The durability characteristics of high performance concrete: a review”. *Cement and Concrete Composites*, N° 25, pp. 409-420.

Alaejos, P., Bermúdez, M., Soriano, J., Lanza, V., 2005. “Metodología para el estudio del deterioro del hormigón ocasionado por la reacción álcali-sílice”. *Memorias Simposio fib*, Vol. 1, pp. 187-194.

Al-Amoudi, O., Maslehuddin, M., Saadi, M., 1995. “Effect of magnesium sulfate and sodium sulfate on the durability performance of plain and blended cements”. *ACI Materials Journal*, Vol. 92, N° 1, pp. 15-24.

Arya, C., Buenfeld, N., Newman, J., 1990. “Factors influencing chloride binding in concrete”. *Cement and Concrete Research*, Vol. 20, pp. 291-300.

ASTM C642, 1997. “Standard test method for density, absorption and voids in hardened concrete”. American Society for Testing and Materials, pág. 3.

Atlástotal de la República Argentina, 1981(a). *Revista del Centro Editor de América Latina*, Vol. 17, pp. 257-272.

Atlástotal de la República Argentina, 1981(b). *Revista del Centro Editor de América Latina*, Vol. 13, pp. 193-208.

Atlástotal de la República Argentina, 1981(c). *Revista del Centro Editor de América Latina*, Vol. 15, pp. 225-240.

Atlástotal de la República Argentina, 1981(d). *Revista del Centro Editor de América Latina*, Vol. 14, pp. 209-224.

Baalbaki, M. “Últimos desarrollos en la tecnología del hormigón”. Reportes técnicos. Grupo Minetti. Pág. 10. [www.cementosminetti.com.ar/admin/items/R2HorEsp.pdf](http://www.cementosminetti.com.ar/admin/items/R2HorEsp.pdf)

Baroghel-Bouny, V. 2002. “Which toolkit for durability evaluation as regards chloride ingress into concrete? Part II: Development of a performance approach based on durability indicators and monitoring parameters”. *Proceedings of the 3rd International Workshop “Testing and modelling chloride ingress into concrete”*. Madrid, Spain. pp. 137-163.

Barragán B., Di Maio A., Giaccio G., Traversa L., Zerbino R., 1997. “Efecto de las altas temperaturas sobre las propiedades fisicomecánicas del hormigón”. *Ciencia y Tecnología del Hormigón*, LEMIT, N° 5, pp. 51-64.

Batic, O., Sota, J., 2001. “Reacciones deletéreas internas”. *Durabilidad del hormigón estructural*. Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón, Capítulo 4, pp. 157-216.

Battelle Memorial Institute’s Report, 2002. “The business of innovation. Toward a sustainable cement industry”. World Business Council for Sustainable Development. March, 2002.

Bazant Z., Kaplan, M., 1996. “Concrete at high temperatures. Material properties and mathematical models”. *Concrete Design & Construction Series*, Longman, pág. 412.

Becker, E. “Durabilidad del hormigón. Comportamiento del hormigón estructural durante su vida de servicio”. [www.lomanegra.com.ar/pdf/trabajos/DURABILIDAD.pdf](http://www.lomanegra.com.ar/pdf/trabajos/DURABILIDAD.pdf)

Bedlivy, D., Arcidiacono de Duran, E., 1978. “Introducción a la determinación de minerales por difracción de rayos X”. Asociación Argentina de Mineralogía, Petrología y Sedimentología, Serie didáctica N° 2, UBA, pág. 49.

Bickley, J., Hooton, R., Hover, K., 2006. “Performance specifications for durable concrete”. *Concrete Internacional*, Vol. 9, pp. 51-57.

Bonen, D., Tasdemir, M., Sarkar, S., 1994. “The evolution of cementitious materials through history”, *Materials Research Society Symposium Proceedings*, pp. 159-168.

Bonorino, G., 1988. “Geohidrología del sistema hidrotermal profundo de la región de Bahía Blanca”. Tesis doctoral - UNS. Inédita, pág. 268.

Brûlé Bianchi, V., 2007. “Estudio experimental: dilatación explosiva de pavimentos de hormigón”. Instituto de Obras Civiles, Universidad Austral de Chile, pág. 99.

Burgos, J., Vidal, A., 1951. “Los climas de la República Argentina según la nueva clasificación de Thornthwaite”. *Meteoros. Revista de Meteorología y Geofísica*. Servicio Meteorológico Nacional, Año 1, N° 1.

Burrows, R., 1998. “The visible and invisible cracking of concrete”. *American Concrete Institute*, ACI Monograph, N° 11, pág. 78.

Calavera, J., 2005. “Patología de estructuras de hormigón armado y pretensado”. INTEMAC, Madrid, España, Tomo 1, pág. 372.

Calleja, J., 1980. “Durability”. *Proceedings of the 7th International Congress on the Chemistry of Cement*, Paris. Sub-theme VII-2, Vol. I, pp. 1-48.

Caló, J., Fernández, E., Marcos, A., Aldacour, H., 2000. “Comparación del efecto de dos tormentas en la ciudad de Monte Hermoso. Argentina”. *Geoacta*, Vol. 25, pp. 40-48.

Campo, A., Capelli, A., Diez, P., 2004. "El clima del suroeste bonaerense". Universidad Nacional del Sur, Bahía Blanca, Argentina, pág. 99.

Capelli, A., Campo, A., Gil, V., 2003. "Condiciones climáticas generadas en el área céntrica de la ciudad de Bahía Blanca". Contribuciones científicas del Congreso Nacional de Geografía, 64º Semana de Geografía. Sociedad Argentina de Estudios Geográficos, pp. 125-130.

Capelli, A., Piccolo, M., Campo, A., 2005. "Clima urbano de Bahía Blanca". Departamento de Geografía y Turismo, Universidad Nacional del Sur, pág. 200.

CEB, 1991. "Model Code 1990". Comité Euro International du Béton.

CEB, 1997. "New approach to durability design. An example for carbonation induced corrosion". Comité Euro International du Béton. Bulletin 238.

Celis Navarro, G., 2007. "Grandeza romana", Revista Construcción y Tecnología del Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, IMCyC, N° 227, pág. 60.

Colina, J., Wainsztein, M., Batic, O., 1968. "Principales características de los cementos portland nacionales. Análisis de los resultados de obtenidos en ensayos realizados en el LEMIT durante los años 1965 a 1969". Serie II, N° 155. Memorias del VI Congreso Argentino de Vialidad y Tránsito, Mar del Plata, Tomo IV, pp. 51-59 y anexos de tablas.

Colina, J., Señarís, R., Wainsztein, M., 1982. "Características principales de los cementos argentinos. Análisis de los resultados de muestras ensayadas entre enero de 1977 y junio de 1982". 5ª Reunión Técnica de la Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón, La Plata, pp. 465-483.

CYTED, 1998. "Manual de inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de hormigón armado". Programa Iberoamericano de Ciencia y Tecnología para el Desarrollo, pág. 208.

Di Maio, A., Sota, J., Traversa, L., 1999. "Patología de estructuras de hormigón. Análisis de algunos casos más relevantes ocurridos en la Argentina en los últimos años". III Congreso Iberoamericano de Patología de la Construcción y V Congreso Iberoamericano de Control de Calidad. La Habana, Cuba.

Di Maio A., Giaccio G., Villa I., Zerbino R., 2001. "Propiedades residuales de hormigones preparados con diferentes agregados expuestos a elevadas temperaturas". 14º Reunión Técnica de la Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón, Olavarría, pp. 205-212.

Di Maio, A., Lima, L., Traversa, L., 2004. "Chloride profiles and diffusion coefficients in structures located in marine environments". Structural Concrete, Vol. 5, Issue 1. pp 1-4.

EHE-08, 2008. "Instrucción del hormigón estructural". Suplemento del Boletín Oficial del Estado N° 203, España, 2008, pág. 304.

Eperjesi, L., Ferreira Hirschi, E., Vicente, A., 2010. "Avances en la normalización de la resistencia a la carbonatación de estructuras de hormigón armado". I Congreso Hormigón

Premezclado de las Américas 2010, XII Congreso Iberoamericano del Hormigón Premezclado, IV Congreso Internacional de Tecnología del Hormigón y 18° Reunión Técnica de la Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón. 8 al 10 de noviembre 2010. Mar del Plata, Argentina, pág. 8.

European Standard EN 206-1, 2000. "Concrete: Specifications, performance, production and conformity".

Farny, J., Kosmatka, S., 1997. "Diagnosis and control of alkali-aggregate reactions in concrete". PCA, R&D Serial N° 2071 (IS413.01T). Concrete Information, Portland Cement Association, pág. 24.

Fava, A., Manuele, R., Colina J., Cortelezzi, C., 1960. "Estudios y experiencias realizadas en el LEMIT sobre la reacción que se produce entre el cemento y los agregados en el hormigón de cemento portland". Simposio sobre pavimentos de hormigón, Buenos Aires, pp. 313-349.

Fava, A., Zuker, J., 1971. "Técnicas y equipos actuales para el aserrado de juntas en los pavimentos de hormigón". ITH Instituto Tecnológico del Hormigón. VI Simposio del Equipo Vial, Buenos Aires, pág. 10.

Fernández E., Caló, J., Marcos, A., Aldacour, H., 2003. "Interrelación de los ambientes eólico y marino a través del análisis textural y mineralógico de las arenas de la playa de Monte Hermoso, Argentina". AAS Revista, Vol. 10, N° 2, pp. 151-162.

Fernández, E., Marcos, A., Caló, J., Aldacour, H., 2006. "Balance sedimentario, parámetros meteorológicos y oceanográficos en un sector de la playa de Monte Hermoso, Provincia de Buenos Aires". Asociación Argentina de Geofísicos y Geodestas, GEOACTA 3, pp. 11-22.

*fib* Bulletin 34, 2006. "Model code for service life design". International Federation for Structural Concrete (*fib*), Suiza, pág. 110.

FIHP. "Historia del hormigón". Federación Iberoamericana del Hormigón Premezclado. [www.hormigonfihp.org](http://www.hormigonfihp.org)

Garcés Terradillos, P., Climent Llorca, M., Zornoza Gómez, E., 2008. "Corrosión de armaduras en estructuras de hormigón armado". Editorial Club Universitario, España, pág. 126.

Georgali B., Tsakiridis P., 2005. "Microstructure of fire-damage concrete. A case study". Cement and Concrete Composites, Vol. 27, Issue 2, pp. 255-259.

Giaccio, G., Zerbino, R., 2004. "Hormigones de alta performance". Hormigones Especiales. Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón, pp. 17-55.

Giovambattista, A., 1999. "Vida en servicio de las estructuras para obras civiles. Un concepto con raíces antiguas que se proyecta al futuro", Revista Hormigón, N° 34, pp. 11-30.

Giovambattista, A., 2001. "El diseño por durabilidad de las estructuras de hormigón y los reglamentos de seguridad: soluciones actuales y en desarrollo", Durabilidad del Hormigón Estructural, AATH, pp. 258-306.

- Giovambattista, A., Traversa, L., Violini, D., 1985. "Alterabilidad de estructuras de hormigón armado en ambientes industriales y en ambientes marinos". *Colloquia '85*, Buenos Aires, pp. 291-304.
- Grube, H., Rechenberg, W., 1989. "Durability of concrete structures in acid water", *Cement and Concrete Research*, Vol. 19, N° 5, pp. 783-792.
- Haynes, H., O'Neill, R., Mehta, P., 1996. "Concrete deterioration from physical attack by salts". *Concrete International*, Vol. 16, N° 1, pp. 63-68.
- Hewes, L., Oglesby, C., 1992. "Ingeniería de carreteras". Compañía Editorial Continental S.A. México, pág. 858.
- Ho, D., Lewis, R., 1987. "Carbonation of concrete and its prediction". *Cement and Concrete Research*, Vol. 17, pp. 489-504.
- Iijima, S., 1991. "Helical microtubes of graphitic carbon". *Nature*, Vol. 354, N° 7, pp. 56-58.
- IRAM 1546, 1992. "Hormigón de cemento portland. Método de ensayo de compresión". Instituto Argentino de Normalización y Certificación, pág. 6.
- IRAM 1551, 2000. "Hormigón de cemento portland. Extracción, preparación y ensayo de testigos de hormigón endurecido". Instituto Argentino de Normalización y Certificación. Pág. 12.
- IRAM 1647, 1994. "Agregados para hormigón de cemento portland. Métodos de ensayo". Instituto Argentino de Normalización y Certificación, pág. 20.
- IRAM 1857, 2000. "Hormigón de cemento portland. Determinación del contenido de ión cloruro en el hormigón". Instituto Argentino de Normalización y Certificación, pág. 17.
- IRAM 1871, 2004. "Hormigón. Método de ensayo para determinar la capacidad y la velocidad de succión capilar de agua del hormigón endurecido". Instituto Argentino de Normalización y Certificación, pág. 12.
- Irassar, E., 2001. "Ataque químico al hormigón". *Durabilidad del hormigón estructural*. Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón, pp. 97-156.
- Irassar, E., Di Maio, A., Batic, O., 1996. "Sulfate attack on concrete with mineral admixtures". *Cement and Concrete Research*, Vol. 26, N° 1, pp. 113-123.
- Irassar, E., Bonavetti, V., Trezza, M., González, M., 2001. "La formación de thaumasita por ataque de sulfatos en cementos con filler calcáreo". *Proc. XIV Reunión Técnica AATH, Olavaria, Tomo I*, pp. 221-228.
- Isaia, G., Gastaldini, A., Moraes, R., 2003. "Physical and pozzolanic actino of mineral additions on the mechanical strength of high-performance concrete". *Cement and Concrete Composites*, Vol. 25, N° 1, pp. 69-76.

Jonson, R., Wichern, D., 1982. "Applied multivariate statistical analysis". Prentice Hall. New Jersey, Cap. 10, pp. 461-530.

Klaric, M., 2001. "Fisuración y ataques físicos al hormigón". Durabilidad del hormigón estructural. Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón, pp 47-95.

Krauss, P., Rogalla, E., 1996. "Transverse cracking in newly constructed bridge decks". NCHRP Report 380, Transportation Research Board, Washington D.C., pág. 126.

Li, G., Wang P., Zhao, X., 2005. "Mechanical behavior and microstructure of cement composites incorporating surface-treated multi-walled carbon nanotubes". Carbon, Vol. 43, pp. 1239-1245.

Lima, L., 2006. "Puente Donato Gerardi: un puente patrimonial de hormigón armado en servicio durante 90 años". V Jornada "Técnicas de Restauración y Conservación del Patrimonio". LEMIT, La Plata.

Lin, P., 1991. "Damage to concrete structures in a marine environment". Materials and Structures, Vol. 24, pp. 38-45.

Mafer, 2006. "Concretos prehispánicos", Revista Construcción y Tecnología del Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, IMCyC, N° 219, pág. 60.

Maiza, P., Marfil S., Sota, J., Batic, O., 1988. "Comparación de los resultados obtenidos en los ensayos de reactividad potencial alcalina en áridos finos utilizados en Bahía Blanca y Punta Alta, Prov. de Buenos Aires". Segundas Jornadas Geológicas Bonaerenses, Bahía Blanca, pp. 697-709.

Maiza, P., Marfil S., 1997. "Principales yacimientos de arena, canto rodado y piedra partida, utilizados en la construcción en la zona de Bahía Blanca, Prov. de Buenos Aires". Primer Seminario de Tecnología del Hormigón en la Vivienda del Mercosur, Santa Fe, pp. 253-264.

Malhotra, V., 1984. "Use of mineral admixtures for specialized concretes". Concrete International, Vol. 6, N° 4, pp. 19-24.

Malinowski, R., 1979. "Concrete and mortar in ancient aqueducts", Concrete International, Vol. 1, pp. 66-76.

Marfil, S., 1989. "La reacción álcali-agregado. Investigación de la reactividad potencial de los agregados con los álcalis del cemento, utilizados en Bahía Blanca y su zona de influencia". Tesis doctoral. Biblioteca Central de la Universidad Nacional del Sur.

Marfil, S., Maiza, P., 1993. "Los agregados gruesos utilizados en la zona de Bahía Blanca (Prov. De Bs. As.), en relación con la reacción álcali-agregado". Congreso Internacional de Ingeniería Estructural y Tecnología del Hormigón. Córdoba, Vol. I, pp. 1-10.

Marikunte, S., Shah, S., 1994. "Engineering of cement-based composites". Proceedings of the International RILEM Workshop on Technology Transfer of the New Trends in Concrete (ConTech '94). Barcelona, España, pp. 83-102.

- Mehta, P., 1982. "Durabilidad del hormigón en agua de mar". Revista Hormigón, N° 6. Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón, pp. 45-50.
- Mehta, P., 1983. "Mechanism of sulfate attack on portland cement concrete – Another look". Cement and Concrete Research, Vol. 13, N° 3, pp. 401-406.
- Mehta, P., 2000. "Avances en la tecnología del concreto". Revista Construcción y Tecnología. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto IMCyC.
- Mehta, P., Burrows, R., 2001. "Building durable structures in the 21st century". Concrete International, Vol. 23, N° 3, pp. 57-63.
- Mehta, P., Monteiro, P., 1993. "Concrete: structure, properties, and materials". Prentice-Hall Inc, Englewood Cliffs, New Jersey, pág. 548.
- Mehta, P., Monteiro, P., 2006. "Concrete: microstructure, properties, and materials". McGraw-Hill, pág. 659.
- Mohr, P., Hansen, W., Jensen, E., Pane, I., 2000. "Transport properties of concrete pavements with excellent long-term in-service performance". Cement and Concrete Research, Vol. 30, pp. 1903-1910.
- Moore, D., 1999. "The Roman Pantheon: the triumph of concrete". [www.romanconcrete.com](http://www.romanconcrete.com)
- Morgan, M., 1960. "Los diez libros de arquitectura" de Marco Vitruvio Polio. Libro II, Capítulo 6. Traducción al inglés, Dover Publications, New York.
- Neville, A., 1987. "Why we have concrete durability problems". Concrete Durability, SP 100-3, Katharine and Bryant Mather International Conference, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, pp. 21-30.
- Neville, A., 1993. "Properties of concrete". Longman Scientific & Technical, Burnt Mill. 3rd ed. Harlow Essex, England, pág. 779.
- Neville, A., 2001. "Consideration of durability of concrete structures: Past, present and future". Materials and Structures, Vol. 34, pp. 114-118.
- Neville, A., Brooks, J., 1998. "Tecnología del concreto". Ed. Trillas, México, pág. 329.
- Nilsson, L., 1996. "Interaction between microclimate and concrete - a prerequisite for deterioration". Construction and Building Materials, Vol. 10, N° 5, pp. 301-308.
- Okamura, H., Ozawa, K., Ouchi, M., 2000. "Self-compacting concrete". Structural Concrete, Vol. 1, N° 1, pp. 3-17.
- Oke, T., 1978. "Boundary layer climates". Methuen & C. Ltd. Press, London, Pág. 372.
- Oke, T., 1992. "Boundary layer climates". London: Routledge, Pág. 435.

Oleson, J., Branton, G., 1992. "The harbour of Caesarea Palaestinae: A case study of technology transfer in the Roman Empire". *Mitteilungen, Leichtweiß-Institut für Wasserbau* Vol. 117, pp. 387-421.

Pédélaborde, P., 1970. "Introduction à l'étude scientifique du climat". SEDES, Paris, Pág. 246.

Poole, A., 1992. "Introduction to alkali-aggregate reaction in concrete". Blackie, Glasgow and London, pp.1-29.

Price, W., 1974. "The practical qualities of cement", American Concrete Institute, *ACI Journal*, Vol. 71, N° 9, pp. 436-444.

RAE, 1734. "Nuevo Tesoro Lexicográfico de la Lengua Española". Real Academia Española RAE A1734, pág. 178.

Recchi, E., 2002. "Bahia Blanca: 175 años de historia en historias", pág. 182.

Reglamento CIRSOC 201, 1982. "Proyecto, cálculo y ejecución de estructuras de hormigón armado y pretensado". Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles, Argentina.

Reglamento CIRSOC 201, 2005. "Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón". Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles, Argentina. (en trámite de aprobación).

Rilem CPC-18, 1988. "Measurement of hardened concrete carbonation depth". *Materials and Structures*, Vol. 21, N° 126, pp. 453-455.

Ribas Silva, M., Pinheiro, S., 2005. "Reasons to study biodeterioration mechanisms in concrete" *Proceedings fib Symposium*, La Plata, Argentina, pp. 139-146.

Rivera-Villarreal, R., Krayner, S., 1996. "Ancient structural concrete in Mesoamérica". *Concrete International*, Vol. 18, N° 6, pp. 67-70.

Rosato, V., 2005. "Agentes de deterioro biológico en ambientes rurales, urbanos y costeros de la Provincia de Buenos Aires". *Ciencia y tecnología del hormigón*, N° 12, pp. 25-30.

Schiessl, P., 1996. "Durability of reinforced concrete structures". *Construction and Building Materials*, Vol. 10, N° 5, pp. 289-292.

Schneider, S., 1996. "Encyclopedia of climate and weather". Oxford University Press, Pág. 1488.

Shalon, R., Raphael, M., 1959. "Influence of sea water on corrosion of reinforcement". *ACI Journal Proc.*, Vol. 55, N° 6, pp. 1251-68.

Silva, D., Wenk, H., Monteiro, P., 2005. "Comparative investigation of mortars from Roman Colosseum and cistern". *Thermochemica Acta*, Vol. 438, Issues 1-2, pp. 35-40.

SMN, 1992. "Estadísticas climatológicas, 1981-1990". Servicio Meteorológico Nacional. Serie B- N°37. Primera Edición, Buenos Aires, pág. 709.

SMN, 2001. "Estadísticas climatológicas, 1991-2000". Servicio Meteorológico Nacional. Publicación B12. Buenos Aires.

Stanton, T., 1940. "Expansion of concrete through reaction between cement and aggregate". Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 66, N° 10, pp. 1781-1811.

Torrent, R., 1999. "Gas permeability of high performance concretes: site and laboratory tests". Proc. II International conference on high-performance concrete, and performance and quality of concrete structures. Gramado, Brasil. ACI SP 186-17, pp. 291-308.

Torrent, R., 2005. "Towards a performance-based specification and conformity control of durability". Proceedings of the fib Symposium, El hormigón estructural y el transcurso del tiempo. La Plata, Argentina, pp. 267-274.

Torroja, E., 2000. "Razón y ser de los tipos estructurales". Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento, Madrid. Ed. CSIC, pág. 403.

Traversa, L., 2001. "Corrosión de armaduras en atmósferas rurales, urbanas, marinas e industriales". Durabilidad del hormigón estructural. Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón, pp. 217-257.

Traversa, L., Di Maio, A., 1997. "Corrosión de armaduras en edificios para viviendas. Análisis de algunos casos evaluados en el LEMIT". Primer Seminario de Tecnología del Hormigón en la Vivienda del MERCOSUR. Santa Fe, Argentina, pp. 265-273.

Traversa, L., Rosato, V., 1998. "Observaciones sobre la colonización de líquenes en estructuras de hormigón". Ciencia y tecnología del hormigón, N° 6, pp. 9-18.

Traversa, L., Di Maio, A., Eperjesi, L., Pavlicevic, R., 1999(a). "Relevamiento de puentes carreteros ubicados en ambientes rurales de la Pcia. de Buenos Aires". Revista Hormigón, Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón, Vol. 34, pp. 31-43.

Traversa, L., Giovambattista, A., Di Maio, A., Eperjesi, L., 1999(b). "Comportamiento en servicio de estructuras de hormigón armado de edades diferenciadas: Análisis comparativo de estructuras construidas en la Pcia. de Buenos Aires, Argentina". V Congreso Iberoamericano de Patologías de las Construcciones y VII Congreso de Control de la Calidad CONPAT 99. Montevideo, Uruguay, pp. 617-622.

Traversa, L., Giovambattista, A., Di Maio, A., Eperjesi, L., 1999(c). "Performance of concrete structures in Argentine environments". Proceedings Symposium "Structures for the Future. The Search for Quality". IABSE, Río de Janeiro, Brasil, pp. 224-230.

Traversa, L., Zicarelli, S., Iasi, R., Rosato, V., 2000. "Biodeterioro de morteros y hormigones por acción de los líquenes". Revista Hormigón, Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón, N° 35, pp. 39-48.

Traversa, L., Rosato, V., Zicarelli, S., Taus, V., 2005. “Simulación de ataques liquénicos a materiales cementicios aplicando ácido oxálico”. Proceedings fib Symposium, La Plata, Argentina, pp. 195-200.

UNE, 1992. “Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón”. European Committee for Standardization Versión UNE ENV 1992-1-1.

UNE 112-011-94, 1994. “Determinación de la profundidad de carbonatación en hormigones endurecidos y puestos en servicio”. Norma Española.

Veronelli, D., 1975. “Durabilidad del hormigón, reacción álcali-agregado”. Instituto del Cemento Portland Argentino. Serie R, N° 64, pág. 51.

Villagrán Zaccardi, Y., Zicarelli, S., 2007. “Aspectos de la determinación del contenido de cloruro en hormigón de cemento pórtland”. Revista Hormigón, Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón, N° 45, pp. 13-31.

Wong, E., Sheehan, P., Liebert, C., 1997. “Nanobeam mechanics: elasticity, strength, and toughness, of nanorods and nanotubes”. Science, Vol. 277, pp. 1971–1973.

Zerbino, R., 2004. “Hormigón reforzado con fibras: propiedades y aplicaciones estructurales”. Hormigones Especiales, Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón, pp. 143-181.

## **ANEXO 1**

### **ENSAYOS Y NORMAS UTILIZADAS**

Existe una gran variedad de métodos para diagnosticar estructuras de hormigón armado que han sufrido algún proceso de degradación y estudiar las consecuencias de este deterioro en la capacidad mecánico-resistente y en la durabilidad del hormigón.

En general, la evaluación del estado de una estructura de hormigón puede requerir la combinación de varios métodos, ya que no existe una única técnica de ensayo disponible que pueda detectar todos los factores potenciales de degradación.

Se considera fundamental la inspección visual en el programa de supervisión, ya que, si se realiza por personal debidamente calificado, detecta la mayor parte de los deterioros y las zonas potenciales de degradación que se reflejan en síntomas visibles sobre la superficie de la estructura, tales como fisuración, delaminación del hormigón de recubrimiento, deformaciones, asientos o desplomes excesivos, signos de abrasión o erosión, evidencias de ataque químico, reacciones con los álcalis del cemento y los áridos, manchas de óxido, etc.

Pero la inspección visual presenta una limitación para detectar degradaciones internas cuando no se producen síntomas en la superficie, y además tiene una fuerte influencia el juicio del inspector basado en su experiencia, por lo que es fundamental complementar los relevamientos visuales con ensayos de campo y de laboratorio.

#### **A.1 ASTM C 642-97: “Standard Test Method for Density, Absorption, and Voids in Hardened Concrete”**

El objetivo de esta norma es la determinación de la densidad, porcentaje de absorción total y la porosidad del hormigón endurecido. Como porosidad se consideran los espacios vacíos que quedan en la masa del hormigón, a consecuencia de la evaporación de agua excedente del amasado y del aire naturalmente atrapado en su manipulación.

La muestra debe constar de varias porciones de hormigón que son ensayadas por separado y luego se saca un promedio de los resultados individuales, para cada parámetro evaluado. Estas muestras pueden tener cualquier forma y tamaño, siempre y cuando el volumen de cada porción no sea menor que  $350 \text{ cm}^3$  (para hormigones de peso normal equivale aproximadamente a 800 g). Además, no se deben observar fisuras o bordes rotos.

Cada muestra se seca en horno hasta obtener masa constante, a una temperatura entre  $100 \text{ }^\circ\text{C}$  y  $110 \text{ }^\circ\text{C}$ , por no menos de 24 horas. Se retira del horno, se deja enfriar hasta temperatura ambiente en un desecador, se pesa y se determina la masa seca “A”.

Luego se sumerge en agua a temperatura ambiente por no menos de 48 horas, se retira y se seca superficialmente la muestra con un paño absorbente. Se pesa y se determina la masa saturada y superficie seca “B”.

Se coloca la muestra en un recipiente con agua y se hierve por un período de 5 horas. Se lo deja enfriar hasta temperatura ambiente en el mismo recipiente y luego se seca superficialmente la muestra con un paño absorbente. Se pesa y se designa a la masa saturada y superficie seca luego del hervor como “C”.

Para el cálculo de la masa aparente es necesario disponer de una balanza hidrostática. Luego de la inmersión y hervor de la muestra, se la suspende en un canasto sumergido en agua y se determina la masa aparente como “D”.

Los valores de absorción, densidad relativa en estado seco, densidad relativa en estado saturado superficie seca, densidad relativa aparente y volumen de espacios vacíos o porosidad, se calculan con las siguientes expresiones:

Absorción: 
$$A(\%) = \left( \frac{B - A}{A} \right) * 100$$

Densidad relativa en estado seco: 
$$d_1 = \left( \frac{A}{C - D} \right)$$

Densidad relativa en estado saturado superficie seca: 
$$d_2 = \left( \frac{C}{C - D} \right)$$

Densidad relativa aparente:

$$d_3 = \left( \frac{A}{A - D} \right)$$

Volumen de espacios vacíos o porosidad:

$$P(\%) = \left( \frac{C - A}{C - D} \right) * 100$$

Como un criterio de evaluación se acepta que un valor de porosidad por debajo de 10%, indica un hormigón de buena calidad y compacidad, entre 10% y 15%, uno de moderada calidad y si se supera el 15%, se considera que el hormigón no tendrá una adecuada durabilidad [CYTED, 1998]. La porosidad del hormigón está directamente relacionada con la posibilidad de ingreso de agua y agentes agresivos a su interior, por lo tanto es un parámetro que está estrechamente vinculado con la durabilidad de una estructura.

## **A.2 IRAM 1871:2004: “Hormigón. Método de ensayo para determinar la capacidad y la velocidad de succión capilar de agua del hormigón endurecido”**

Este método de ensayo establece los procedimientos para evaluar uno de los mecanismos de transporte que gobiernan el comportamiento del hormigón frente a diferentes ambientes durante su vida útil, la absorción o succión capilar, conocido internacionalmente como *sorptivity*. Es un parámetro estrechamente vinculado con la durabilidad de una estructura, particularmente para el hormigón de recubrimiento o *covercrete*. Los primeros centímetros exteriores de una estructura de hormigón, constituyen la barrera de protección contra el ingreso de sustancias nocivas o agresivas para el propio hormigón o las armaduras de refuerzo. Es por ello que el Proyecto de Reglamento Argentino de Estructuras CIRSOC 201:2005 [Reglamento CIRSOC 201, 2005], incorporó la velocidad de succión capilar como parámetro de diseño en hormigones emplazados en ambientes agresivos.

El ensayo consiste en registrar el incremento de masa de una probeta o testigo de hormigón, sometido a la acción del contacto con agua en una de sus bases.

La muestra de ensayo está constituida por testigos cilíndricos de 50 mm de altura y 100 mm de diámetro, obtenidos mediante aserrado de testigos extraídos en forma perpendicular a la superficie expuesta, y que cumplan con lo establecido en la IRAM 1551. Lo que se desea evaluar es la superficie que se encuentra en contacto con el medio ambiente, por lo que será

ésta la base de absorción, es decir la superficie que esté en contacto con el agua durante el ensayo.

Se especifican las dimensiones de la muestra a ensayar, altura y diámetro y se calcula la correspondiente superficie de la sección transversal o área de succión ( $A$ ). Se sella con pintura impermeabilizante toda la superficie lateral del testigo para evitar la absorción de agua en ese sector. Se seca la muestra en estufa a 50 °C hasta obtener masa constante y se envuelve con doble película de polietileno durante 24 horas, hasta alcanzar el equilibrio con la temperatura ambiente. El resultado del ensayo es muy sensible al secado de los testigos, por lo que se debe asegurar que no queden expuestos a una fuente de calor ni a la salida del aire, en el caso de una estufa de ventilación forzada.

Luego se determina la masa seca ( $M_s$ ) del testigo y se lo introduce en un recipiente, sobre la base de apoyo, con una altura de agua respecto de la base de absorción de 3 mm y a una temperatura constante durante el transcurso del ensayo, de 20 °C. Se registra este instante como el tiempo inicial del ensayo ( $t = 0$ ). Se debe tapar el recipiente con el fin de lograr una humedad de equilibrio del aire superior al 95% y para reducir la evaporación por la base del testigo en contacto con el aire. Durante intervalos prefijados de tiempo (30 min., 1, 2, 3, 4, 5, 6, 24, 48 horas y a continuación, cada 24 horas hasta que la variación de masa del testigo sea menor que 0,1% entre dos determinaciones sucesivas) se retira la muestra, se enjuga la base de absorción con un paño absorbente y se registra la masa húmeda ( $M_{ht}$ ).

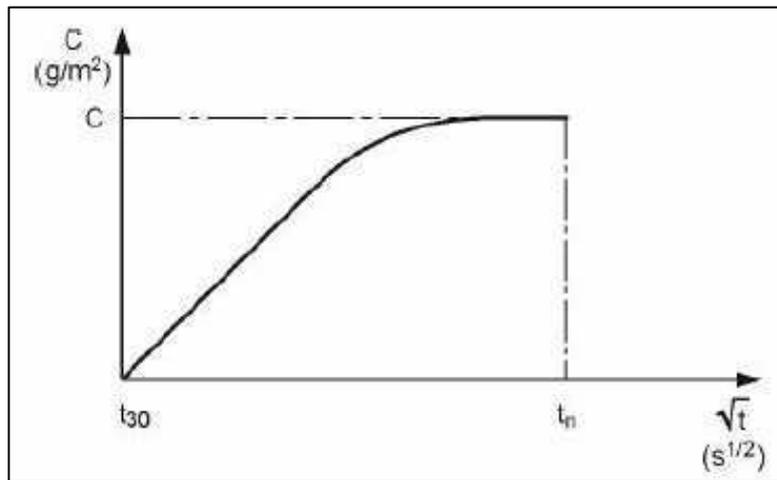
En caso de observar humedad en la base superior del testigo antes de las 6 horas, se debe realizar el ensayo nuevamente, registrando la masa húmeda a los tiempos de 30 min., 45 min., 1 hora y a continuación cada 30 minutos hasta la aparición de humedad en la cara superior. Esta situación puede presentarse al evaluar hormigones de mala calidad con muy altas relaciones agua/cemento.

Para cada instante de lectura ( $t$ ) se determina el incremento de masa por unidad de área ( $C_t$ ), mediante la siguiente expresión:

$$C_t (g / m^2) = \frac{M_{ht} - M_s}{A}$$

La capacidad de succión capilar del testigo de hormigón ( $C$ ) es el valor del incremento de masa por unidad de área correspondiente al tiempo “ $t$ ” en el cual la diferencia de masa es menor que 0,1 % entre dos pesadas sucesivas.

El incremento de masa por absorción de agua de un elemento poroso, es proporcional a la raíz cuadrada del tiempo, hasta el momento en que la muestra comienza a saturarse. Esquemáticamente, el gráfico del agua absorbida en función de la raíz cuadrada del tiempo tiende al modelo de la figura A1.1. Sin embargo, debido a la altura limitada del testigo, al fenómeno de difusión, a la heterogeneidad y al ámbito del tamaño de los poros, se obtienen curvas diferentes. El valor de la capacidad de succión capilar “ $C$ ”, representa la ordenada de una recta horizontal a la cual tiende asintóticamente la función representada.



**Figura A1.1:** Gráfico esquemático del agua absorbida en función del tiempo

Se grafica el incremento de masa por unidad de área ( $C_t$ , expresado en  $\text{g/m}^2$ ), en función de la raíz cuadrada del tiempo de lectura ( $\sqrt{t}$ , expresado en  $\text{s}^{1/2}$ ). La velocidad de succión capilar del hormigón ( $S$ , expresada en  $\text{g/m}^2 \cdot \text{s}^{1/2}$ ) se calcula como la pendiente de la recta obtenida mediante ajuste por cuadrados mínimos de la serie de puntos comprendidos en el intervalo de tiempo entre  $0,1 C$  y  $0,9 C$  (10 % y 90 % del valor de la capacidad de succión capilar determinada en el ensayo).

El Proyecto de Reglamento Argentino de Estructuras CIRSOC 201:2005 especificó este ensayo como parámetro de diseño. Incorporó el valor de  $4 \text{ g/m}^2 \cdot \text{s}^{1/2}$  como límite máximo de la velocidad de succión capilar para estructuras de hormigón que estarán expuestas a ambientes agresivos.

### **A.3 IRAM 1857:2000: “Hormigón de cemento portland. Determinación del contenido de ión cloruro en el hormigón”**

Los cloruros pueden ser aportados desde el inicio de la mezcla del hormigón fresco, por los agregados, los aditivos o el agua; o bien pueden penetrar posteriormente en el interior del hormigón endurecido por difusión desde el exterior, durante su vida en servicio. El porcentaje de cloruros que incorporan los materiales componentes del hormigón se distribuye uniformemente en la matriz y es factible de ser limitado hasta valores normalizados. En cambio, los que ingresan en el hormigón endurecido generan un “perfil de cloruros” con contenidos decrecientes del ión con la profundidad y pueden ser controlados solamente actuando sobre las características del hormigón de recubrimiento o empleando alternativas de protección adicionales (membranas, revestimientos, etc.).

Al contenido de iones cloruros presentes en el hormigón se lo refiere como cloruros totales o solubles en ácido, y generalmente se expresan como porcentaje respecto al peso de cemento.

Los cloruros totales en el hormigón se clasifican químicamente en ligados (o fijos) y libres (en la solución de poros). Esta distinción resulta importante ya que el contenido de cloruros libres proporciona un indicador del riesgo inmediato de la corrosión del acero de refuerzo. Los cloruros ligados son los que están íntimamente asociados al cemento hidratado y no son solubles en agua, por lo que no causan corrosión. La relación entre cloruros totales y cloruros libres no es fija, sino que depende de diversos factores, entre los que se destacan el contenido unitario y tipo de cemento y el empleo de adiciones minerales activas, especialmente la escoria de alto horno [Arya et al., 1990].

Por otra parte, los niveles de cloruros solubles en ácido pueden resultar más adecuados para evaluar el riesgo extremo de corrosión a largo plazo, si el hormigón ha sufrido procesos adicionales de carbonatación o sulfatación.

El contenido de  $C_3A$  en el cemento forma un complejo insoluble, hidrato de cloroaluminato de calcio, el cual inhibe cierta proporción de los cloruros totales y disminuye así el riesgo de corrosión. Sin embargo, en un ambiente con presencia de sulfatos y cloruros, los iones sulfato alteran ese complejo debido a la formación preferencial de hidrosulfoaluminato de calcio, lo que resulta en la liberación de algunos cloruros ligados que quedan así disponibles para la

corrosión del acero. Un proceso similar de liberación de cloruros se genera bajo la acción del dióxido de carbono presente en la atmósfera, ya que también puede descomponer los hidratos de cloroaluminato.

Esta norma prescribe el ensayo para determinar el contenido del ión cloruro total (soluble en ácido) y el contenido del ión soluble en agua en el hormigón, empleando técnicas de lixiviación o bien mediante análisis del líquido de poros extraído de la muestra.

La edad del hormigón al momento del muestreo influye sobre el contenido del ión cloruro soluble en agua, por lo que es recomendable que el hormigón a ensayar esté bien curado y tenga como mínimo 28 días de edad antes de muestrearlo.

**Determinación del contenido del ión cloruro soluble en agua y cloruros totales, mediante el método de Mohr Modificado [Villagran Zaccardi y Zicarelli, 2007] para la valoración, en lugar de la potenciometría o el método Volhard que indica IRAM 1857.**

Se extrae un testigo de pequeño diámetro (entre 25 y 54 mm) mediante sonda o broca en dirección perpendicular a la superficie expuesta, y se determina la profundidad del hormigón a la que se desea analizar el contenido de cloruros. Se tritura la muestra en seco hasta que pase por el tamiz IRAM 300  $\mu\text{m}$  y se toman aproximadamente, 20 gramos. Otro método de muestreo especificado en la norma es mediante perforación con taladro hasta 13 mm previos a la profundidad a la que se va a extraer la muestra. Se pulveriza el hormigón y se recogen aproximadamente 10 gramos del material que queda en el orificio. Durante la recolección y pulverización de la muestra, debe evitarse el contacto con las manos o con otras fuentes de contaminación. Además, todo el equipamiento de muestreo se debe lavar con alcohol o agua para análisis, y secar antes de utilizarlo con cada muestra individual.

Si se quiere determinar cloruros solubles en agua y solubles en ácido, se pueden hacer los dos a partir de un mismo preparado, tomando una alícuota primero para los cloruros solubles en agua y haciendo el ataque ácido sobre el resto [Villagran Zaccardi y Zicarelli, 2007].

Se transfiere la muestra a un vaso de precipitado y se agregan 100 ml de agua para análisis. Se cubre el vaso con un vidrio de reloj, se lleva a ebullición por 5 minutos y se deja en reposo para permitir que decante por un período de 24 horas, en atmósfera libre de humos de ácido

clorhídrico (HCl). Se toman cuidadosamente 50 ml del líquido claro sobrenadante en el vaso y se transfieren a un erlenmeyer.

Se ajusta el pH agregando fenolftaleína hasta obtener el viraje del indicador a color rosa y luego se añade ácido nítrico (HNO<sub>3</sub>) diluido al 5%, gota a gota con agitación continua hasta recuperar el tono transparente. Se agrega una pizca de carbonato ácido de sodio para estabilizar el pH. Se agrega 1ml de solución indicadora de cromato de potasio al 5%.

Finalmente, se añade en forma gradual, utilizando una probeta graduada, un volumen de solución de nitrato de plata (AgNO<sub>3</sub>) 0,05 N, necesario para tornar el color a amarillo suave y llegar al punto final de la valoración o titulación. Se registra el volumen del indicador y mediante un cálculo estequiométrico sencillo, se calcula el contenido del ión cloruro (Cl<sup>-</sup>) soluble en agua con la siguiente expresión:

$$Cl^{-} (\%) = V_{AgNO_3} \times N_{AgNO_3} \times 0,0355 \times 100 / A \times 100 / P_m$$

Donde:

$V_{AgNO_3}$  : volumen de la solución de nitrato de plata, correspondiente al punto final de la valoración.

$N_{AgNO_3}$  : normalidad de la solución de nitrato de plata.

$A$  : 50 ml

$P_m$  : la masa de la muestra original de hormigón, en gramos.

Para la determinación de los cloruros totales, se toman los 50 ml restantes con la muestra molida, se agregan 10 ml de ácido nítrico concentrado (HNO<sub>3</sub>) y se lleva a ebullición. Se deja enfriar y se centrifuga para acelerar el proceso de filtrado previo a la valoración. Se agrega nitrato de plata 0,05 N en exceso (AgNO<sub>3</sub>) y se retorna con tiocianato de amonio 0,05 N (SCNNH<sub>4</sub>), que hace precipitar tiocianato de plata (AgSCN). En forma similar que el método anterior, mediante un cálculo estequiométrico se determina el contenido de cloruros solubles en ácido:

$$Cl^{-} (\%) = [((V_{AgNO_3} (sol. en \acute{a}cido) + (sol. en agua)) \times N_{AgNO_3}) - (V_{SCNNH_4} \times N_{SCNNH_4})] \times 0,0355 \times 100 / P_m$$

Si el ensayo se hace sobre rodajas del testigo extraído, a diferentes profundidades medidas desde la superficie expuesta del hormigón, se puede determinar un perfil o gradiente de cloruros. Por último, se grafica el contenido de cloruros desde la superficie hacia el interior.

En la tabla A1.1 se indican los límites del contenido máximo de cloruros solubles en agua en el hormigón endurecido, establecidos en el Proyecto de Reglamento Argentino de Estructuras CIRSOC 201:2005. En dichos valores, se contemplan los contenidos de cloruros aportados por todos los materiales componentes, incluyendo los aditivos y eventualmente las adiciones minerales.

**Tabla A1.1:** Contenido máximo de ión cloruro (Cl) soluble en agua, en el hormigón endurecido

Hormigón	Condición de exposición en servicio	Contenidos máximos de ión cloruro (Cl) en el hormigón endurecido (IRAM 1857)
		% en masa del cemento
Sin armar	Cualquier condición	1,20
Armado, con curado normal	Medio ambiente con cloruros	0,15
	Medio ambiente sin cloruros	0,30
Armado, con curado a vapor	Cualquier condición	0,10
Pretensado	Cualquier condición	0,06

Cabe acotar que existe una gran dispersión de valores límites especificados en normas y reglamentos internacionales. Por ejemplo, en España y en muchos países latinoamericanos se admite para hormigón armado, un valor crítico de 0,40% de cloruros totales, referido al contenido de cemento en peso.

#### **A.4 IRAM 1551:2000: “Hormigón de cemento portland. Extracción, preparación y ensayo de testigos de hormigón endurecido”**

El objetivo del ensayo es determinar la resistencia a la compresión del hormigón de una estructura mediante la extracción de testigos de hormigón con taladros de diámetro adecuado. La resistencia a la compresión del hormigón puede ser considerada como una de las propiedades más importantes y necesarias para establecer una evaluación general de la

estructura, tanto desde el punto de vista de la durabilidad, como de la capacidad mecánico-resistente. Complementariamente, la extracción de testigos puede servir para verificar espesores de elementos estructurales visibles desde una sola de sus caras, como por ejemplo, el caso de pavimentos o revestimientos de canales.

La toma de testigos cilíndricos se realiza mediante una perforación perpendicular a la superficie expuesta del hormigón endurecido, con una broca o sonda rotativa refrigerada con agua. Se debe evitar la toma de muestras cerca de juntas o bordes de elementos estructurales y zonas con fisuras o daños superficiales evidentes. La zona de extracción se ubica de modo tal que las barras de refuerzo no queden incluidas en los testigos aserrados. Para ello se utiliza un pachómetro u otro equipo capaz de identificar la posición de las armaduras en el elemento estructural. De no ser posible, se extrae el testigo y luego se reduce su altura para eliminar las armaduras que hayan quedado incluidas.

Luego de extraído el testigo, se recomienda rellenar el hueco dejado con hormigón o mortero que sea autonivelante, de retracción compensada, de buena adherencia y resistencia compatible con la del hormigón original.

Los testigos cilíndricos, deben tener un diámetro mayor o igual a tres veces el tamaño máximo nominal (T.M.N.) del agregado grueso utilizado en la elaboración del hormigón. Antes de realizar el ensayo a compresión, se deben preparar las bases de los testigos mediante aserrado, de manera tal que sean lisas y planas, perpendiculares al eje longitudinal y del mismo diámetro que el cuerpo del testigo.

Se mide la altura “h” y el diámetro “ $\theta$ ”, y se calcula la relación de esbeltez final “h/ $\theta$ ”. Siempre que sea posible, se debe trabajar con una razón de esbeltez igual a dos (h/ $\theta$  = 2). No se admiten testigos con una altura inferior a su diámetro, ni mayor a dos veces éste. Se pueden ensayar testigos con h/ $\theta$   $\geq$  1, pero se debe multiplicar el resultado del ensayo por un factor de corrección que es función de dicha relación y que se detalla en la tabla A1.2.

Los testigos representativos de lotes húmedos (estructura bajo agua o reservorios y tanques) deben ser ensayados húmedos. Los provenientes de estructuras al aire pueden ser ensayados secos en ambiente de laboratorio.

**Tabla A1.2:** Coeficientes de corrección de las dimensiones de los testigos

<b>Relación altura/diámetro</b>	<b>Factor de corrección</b>
2,00	1,00
1,75	0,98
1,50	0,96
1,25	0,93
1,00	0,89

La máquina de ensayo y la velocidad de aplicación de la carga son las especificadas en la IRAM 1546 [IRAM 1546, 1992], que establece el ensayo para la determinación de la resistencia a compresión, tanto en probetas como en testigos de hormigón.

Se determina la resistencia a la compresión como la carga máxima de rotura indicada en la prensa, dividida el área transversal del testigo. Si fuera necesario se multiplica dicho cociente por el factor de corrección y se expresa el resultado final en MPa ( $10 \text{ kg/cm}^2$ ), con un decimal de exactitud.

#### **A.5 PROFUNDIDAD DE CARBONATACIÓN**

El objetivo de este ensayo es determinar el avance de la carbonatación en el hormigón mediante una solución indicadora ácido-base, como por ejemplo, la fenolftaleína. La normativa IRAM no especifica ningún ensayo para evaluar la profundidad de carbonatación, por lo que se siguió lo establecido en la RILEM CPC-18 [RILEM CPC-18, 1988] y la UNE 112-011-94 [UNE 112-011-94, 1994].

La alcalinidad normal del hormigón (pH entre 12-14) se ve reducida por efecto del  $\text{CO}_2$  que difunde desde el ambiente que lo rodea. En presencia de humedad, el  $\text{CO}_2$  reacciona con los álcalis presentes en la solución de poros del hormigón: hidróxido de calcio, sodio y potasio, neutralizándolos para formar carbonatos y como consecuencia, el pH disminuye a valores por debajo de 10. Esta reducción de la alcalinidad que experimenta el hormigón, comienza en la superficie expuesta al medio ambiente y como es un proceso de difusión, penetra hacia el interior de la estructura. La velocidad de avance del frente carbonatado es función fundamentalmente del estado de humedad del hormigón, su porosidad (relación a/c) y su contenido en materia alcalina carbonatable.

Para poner de manifiesto y medir la profundidad de carbonatación es necesario disponer de una solución indicadora ácido-base como por ejemplo, la fenolftaleína en la siguiente proporción: 1 g de fenolftaleína + 49 g de alcohol + 50 g de agua.

Este ensayo colorimétrico, se puede hacer sobre un testigo de hormigón realizando un corte transversal a la superficie expuesta a la atmósfera, o bien sobre una muestra extraída mediante fractura (otra posibilidad es realizar una perforación con un taladro y aplicar la solución sobre el polvo obtenido a diferentes profundidades). Se limpia la superficie a ensayar y en un tiempo menor a 15 minutos, se la rocía con la solución de fenolftaleína. Un cambio de color a rosa fuerte en la zona de aplicación, indicará que el hormigón no se encuentra carbonatado, mientras que si se mantiene incolora significa que es una zona ya carbonatada.

Luego de transcurridos 15 minutos, se efectúa la medición de la longitud de la zona incolora, desde la superficie expuesta hasta la región en donde el color ha virado a rosa-púrpura. Se determinan, con precisión de 1 mm, valores máximos y mínimos y se calcula una media aritmética como resultado final de la profundidad de carbonatación. Además, se puede estimar el valor del pH de la zona incolora, dado que el rango de viraje de tonalidad de la fenolftaleína está entre pH 8,2 y pH 9,8.

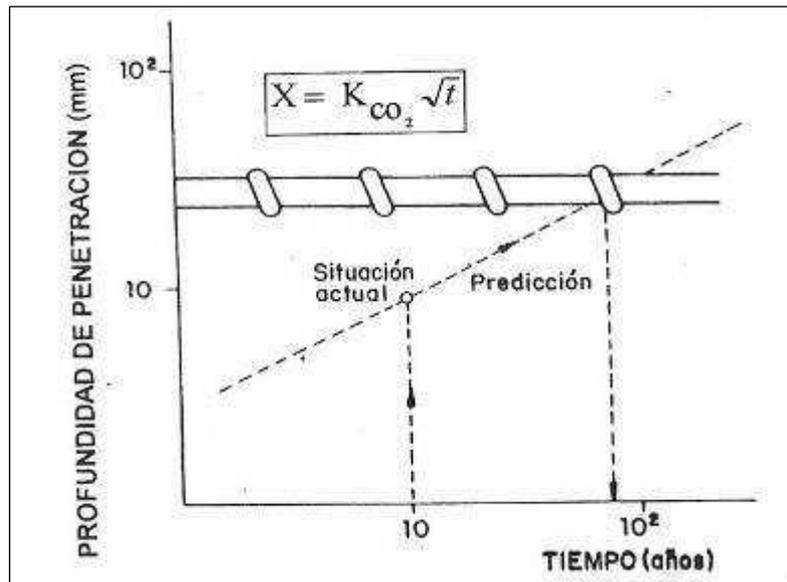
Con el resultado del ensayo (profundidad de carbonatación expresada en mm) y conociendo la edad de una estructura, es posible calcular la velocidad de carbonatación del hormigón, mediante la simple ley de la raíz cuadrada del tiempo:

$$x_{CO_2} = k_{CO_2} \cdot \sqrt{t}$$

Donde  $x_{CO_2}$  es la profundidad del frente carbonatado (mm),  $k_{CO_2}$  ( $\text{mm/año}^{0,5}$ ) representa una constante de carbonatación que depende de las características del hormigón y del medio ambiente, y  $t$  (años) el tiempo de exposición.

La disminución de la alcalinidad del hormigón de recubrimiento por el proceso de carbonatación, es una de las causas fundamentales de la pérdida de la capacidad protectora de las barras de refuerzo. Cuando el frente carbonatado llega a las armaduras, se genera un

ataque en forma homogénea por toda su superficie y se produce una corrosión generalizada o uniforme. Por lo tanto, el conocimiento de la constante  $k_{CO_2}$  es fundamental en estructuras de hormigón armado, ya que a partir de dicho valor es posible predecir el tiempo en el cual el frente carbonatado alcanzará a la armadura de refuerzo, si se conoce la ubicación de la misma y se de inicio al proceso de corrosión por carbonatación. La representación gráfica de estos cálculos se muestra en la figura A1.2.



**Figura A1.2:** Representación gráfica de la determinación del tiempo necesario para que la carbonatación alcance la armadura [CYTED, 1998]

Algunos autores [Ho y Lewis, 1987] han publicado que valores de  $k_{CO_2}$  de 2 a 3 mm/año<sup>0.5</sup> (en función del recubrimiento) pueden ser considerados como indicativos de elevada resistencia a la carbonatación, mientras que valores mayores a 6 mm/año<sup>0.5</sup> son característicos de hormigones de muy baja resistencia.

#### **A.6 IRAM 1649:1968: “Agregados para hormigones. Examen petrográfico”**

El análisis petrográfico es la determinación de la composición mineralógica de un agregado o bien de una roca. Brinda rápidos resultados para identificar la presencia de agregados potencialmente reactivos, que pueden provocar reacciones deletéreas en el hormigón y reducir su vida útil, pero no da información cuantitativa acerca del comportamiento de dichos agregados en el hormigón.

Los principales materiales considerados potencialmente reactivos son: las variedades de sílice micro y criptocristalina (ópalo, calcedonia, tridimita, etc.), el cuarzo deformado (con elevado ángulo de extinción ondulante), el vidrio volcánico y las rocas volcánicas con pastas vítreas tanto frescas como alteradas (desvitrificadas).

Para realizar el ensayo, las muestras de arenas y gravas naturales son separadas en fracciones mediante tamizado, se examina, identifica y recuenta como mínimo 300 partículas de cada fracción de tamiz, con el objeto de obtener resultados representativos y confiables. Durante el estudio se registra la forma y textura de las partículas, su tamaño, color, composición mineralógica y especialmente, la presencia de constituyentes conocidos que puedan producir reacciones deletéreas en el hormigón.

En el caso de rocas de grano fino se podrá utilizar un microscopio de polarización en el cual secciones delgadas de los agregados en estudio son evaluadas bajo luz polarizada. Existen otros tipos de microscopios como el microscopio electrónico de barrido (SEM), el microscopio electrónico de transmisión (TEM) o el de alta resolución (HR TEM) que pueden caracterizar la composición mineral de una muestra de agregado. Técnicas analíticas como la difracción por rayos X pueden ser utilizadas para caracterizar la textura y la estructura cristalina de la sílice en partículas de agregados.

Los resultados de un análisis petrográfico no revelarán si un agregado puede ser capaz de producir una expansión deletérea en el hormigón, esto debe ser evaluado mediante otros métodos. Pero si el resultado indica que no existen minerales supuestamente reactivos, se puede utilizar el agregado prescindiendo de cualquier otro tipo de ensayo.

En todos los casos estudiados se trabajó con un estereomicroscopio trinocular Olympus SZ-CTV, un microscopio Leitz SM LUX y microscopio de polarización Olympus, trinocular BH-2, con cámara de video y programas computarizados para el tratamiento de imágenes. En algunos casos se trabajó con un microscopio electrónico de barrido EVO 40XVP Leo. Con la incorporación de una cámara de video y un monitor, se pueden capturar y procesar las imágenes observadas en el microscopio petrográfico trinocular, a través de una computadora. Existen programas específicos para el conteo y medición de poros, tanto de aire naturalmente atrapado como el incorporado, y para la medición del tamaño de partículas.

## A.7 MICROSCOPIA DE POLARIZACIÓN

El microscopio de polarización se utiliza en la identificación de minerales transparentes y opacos para lo cual se trabaja con luz transmitida y reflejada respectivamente. Permite la identificación de minerales basado en sus propiedades ópticas, en el arreglo y disposición en diferentes rocas y en la interpretación de las texturas. En la identificación de minerales se trabaja tanto con luz paralela como con nicoles cruzados. Para regular la luz que entra al microscopio, la fuente de iluminación debe estar provista de filtros y el iluminador equipado con un diafragma – iris.

El procedimiento para la preparación de la muestra depende del tipo de material a ser estudiado y el objetivo del estudio. Se deben realizar cortes delgados para obtener una superficie perfectamente pulida de 20 a 30 micrones de espesor. La preparación de secciones pulidas involucra el corte y desgaste, montaje en resinas, impregnaciones, y pulidos. Estos pulidos se observan al microscopio con luz reflejada. Los minerales transparentes se estudian sobre secciones delgadas con luz transmitida.

En todos los casos el material seleccionado debe ser representativo de la muestra. Para rocas o minerales compactos, se corta directamente una lámina del material con disco de diamante o se selecciona una esquirla. Si se trata de materiales deleznable o friables debe impregnarse previamente en resinas.

El primer paso para la preparación del corte delgado, es la obtención de una sección de unos 4 cm<sup>2</sup> por 3 mm de espesor, perfectamente pulida (a superficie espejo) en una cara para colocarla sobre un portaobjeto. El pulido se hace con abrasivos (carborundum, alúmina, pasta de diamante), sobre un disco rotatorio, lubricado con agua. Se comienza con una malla 100, luego con una 600 hasta llegar a 3000 (aproximadamente 15 micrones). La superficie es lavada y secada, luego se monta sobre un portaobjeto utilizando resinas para su pegado. Pueden usarse resinas naturales o artificiales (epoxy). Se trabaja en caliente o en frío respectivamente. En el caso de usar lakeside, se calienta directamente a 140° sin cocción previa. Su índice de refracción  $n = 1.540$  es muy próximo aunque ligeramente superior al del bálsamo ( $n = 1.537$ ). El índice de las resinas epoxy es aproximadamente 1.540.

El pulido final se realiza a mano, utilizando alúmina o algún abrasivo malla 15 micrones, hasta alcanzar un espesor de 20/30 micrones. En la última etapa debe controlarse el espesor con frecuencia utilizando microscopio, tomando como referencia los colores de interferencia de minerales conocidos, y en especial debe cuidarse que se mantenga la uniformidad de espesor en toda la superficie. Una vez alcanzado el espesor de 20/30 micrones, se lava la muestra para retirar los restos del polvo de pulido y se deja secar. Luego se calienta ligeramente, se unta con bálsamo de Canadá y se cubre con un cubreobjeto del tamaño de la muestra. Debe tenerse cuidado que no se formen burbujas de aire. Se deja secar, se limpia y la muestra está lista para su identificación al microscopio. El bálsamo se prepara en una cápsula de porcelana con unas gotas de xilol y se calienta sobre una plancha por algunos minutos, hasta la evaporación de parte del xilol, bajo campana.

En la práctica, a veces es difícil obtener una superficie pulida con un espesor constante en toda la superficie, especialmente cuando la muestra tiene materiales de distinta dureza, como es el caso del hormigón (agregados y mortero). Para un resultado satisfactorio y poder identificar los materiales es necesario que se cumplan ambos requisitos. Para determinar el espesor se utiliza un mineral conocido. Si la muestra tiene cuarzo, en general éste es el mineral de referencia.

## **A.8 DIFRACTOMETRÍA DE RAYOS X**

El método de ensayo se basa en la identificación de materiales considerando la forma y dimensiones de la estructura cristalina. Se utilizó difracción de rayos X para la identificación de los productos de neoformación desarrollados en hormigones afectados por patologías tales como RAS, para caracterizar los componentes cristalinos del cemento pórtland, de la arena y de los demás materiales.

Se trabajó con el método de polvo, desarrollado por las investigaciones paralelas e independientes llevadas a cabo por Hull (en Estados Unidos) y por Debye Scherrer (en Alemania) [Bedlivy y Arcidiácono de Durán, 1978]. Cada sustancia cristalina tiene una estructura que le es propia y puede producir la difracción de los rayos X, por lo tanto, cada sustancia tendrá un diagrama de polvo característico, independientemente que se hallen solas o constituyendo una mezcla con otras sustancias cristalinas, en cuyo caso cada una dará un diagrama de difracción.

En el método de polvo se utiliza material finamente molido (partículas < 200 micrones), a fin de obtener cantidades de planos cristalinos en todas las direcciones posibles del espacio. Cuando la radiación proveniente de un tubo de rayos X, incide sobre la muestra, se producirán haces difractados en todos aquellos planos que cumplan con la ley de Bragg. Se utiliza un sistema de colimación para limitar la divergencia del haz, tanto en sentido vertical como horizontal. Para ello, se intercala un colimador entre el foco y la muestra que limita la divergencia horizontal, seguido de una ranura que limita la divergencia vertical. Un goniómetro describe el movimiento angular de la muestra. Tiene adosado un tubo contador de rayos X (Geiger, proporcional o de centelleo). La velocidad angular del tubo contador es el doble de la velocidad angular de la muestra, ya que de esta forma se cumple la ley de Bragg (cuando el tubo contador describe un ángulo  $2\theta$ , la muestra recorre un ángulo  $\theta$ ). Los impulsos recibidos por el contador son amplificados por un circuito electrónico y transformados en corriente eléctrica que permiten medir y/o graficar la intensidad de las difracciones producidas por los planos interatómicos de la muestra, para cada valor angular  $2\theta$ . El difractómetro se conecta a una computadora que permite el procesamiento de los datos.

En los estudios realizados se trabajó con un difractómetro Rigaku D-Max IIIIC, con radiación de Cu y monocromador, a 35 Kv y 15 mA y un ángulo de barrido  $2\theta$  entre  $3^\circ$  y  $60^\circ$ .

## **A.9 MICROSCOPIO ELECTRONICO DE BARRIDO (SEM)**

El microscopio electrónico de barrido o SEM (Scanning Electron Microscope) utiliza un haz de electrones en lugar de un haz de luz para formar una imagen de alta resolución. Permite la observación y caracterización de la morfología superficial del material analizado. La preparación de las muestras es relativamente fácil pues sólo se requiere que éstas sean conductoras, lo que se logra metalizando su superficie.

Para los estudios se utilizó un microscopio electrónico de barrido JEOL JSM 35 CP equipado con una sonda EDAX, DX 4, de ventana ultradelgada, con un rango de análisis elemental desde  $Z = 5$  (B) hasta  $Z = 92$  (U). Las muestras se metalizaron con Au o C según los elementos a identificar a fin de evitar interferencias.

## ANEXO 2

### TABLAS ESTUDIO ESTADÍSTICO DE PAVIMENTOS URBANOS

Para los estudios estadísticos se trabajó con 236 muestras, a fin de poder incorporar el año de ejecución dentro de las variables. Se realizó en forma separada el mismo estudio con las calles de las que no se tenía la edad como dato (total 55 cuadras).

En la tabla A2.1 se resumen los datos de las 236 cuadras relevadas, de las cuales se dispone de la edad como variable. En la tabla A2.2 se muestran los datos correspondientes a las calles restantes.

**Tabla A2.1:** Relevamiento del estado de las calles de un sector de la ciudad de Bahía Blanca. Referencias: rec.: porcentaje de placas a reconstruir, rep.: porcentaje de placas a reparar, jc: Estado de conservación de las juntas de contracción (0 = malo; 5 = regular; 10 = bueno), jct: porcentaje de juntas de contracción tomadas, jd: existencia de juntas de dilatación (0 = no hay; 50 = existe una sola; 100 = existen dos).

CALLE	Calle	Año	rec. (%)	rep. (%)	Estado jc	jct (%)	Existencia jd
Brasil e/Estomba y V. López	B1	1973	13,8	3,3	0	10	50
Brasil e/ V. López y Vieytes	B2	1973	36,8	1,8	0	0	50
Brasil e/Vieytes y Güemes	B3	1973	50,0	2,2	0	10	0
Brasil e/Güemes y Castelli	B4	1973	14,3	2,4	0	10	0
Brasil e/Castelli y Viamonte	B5	1973	42,5	3,8	0	10	100
Brasil e/Viamonte y Terrada	B6	1974	22,7	6,4	0	10	0
Brasil e/Terrada y Tucumán	B7	1974	30,8	5,4	0	20	100
Brasil e/Tucumán y 9 de Julio	B8	1974	7,6	7,2	0	0	100
Brasil e/ 9 de Julio y Almafuerde	B9	1974	14,0	6,8	0	0	100
Brasil e/Almafuerde y S. Laspiur	B10	1974	2,2	8,8	0	0	100
Bravard e/Castelli y Viamonte	Bd1	1968	7,1	2,8	0	10	50
Bravard e/Viamonte y Terrada	Bd2	1968	1,4	2,9	0	10	100
Bravard e/Terrada y Tucumán	Bd3	1968	5,2	10,4	0	10	0
M. Rodríguez e/V. López y Estomba	Mr1	1969	55,6	5,3	0	0	100
M. Rodríguez e/Vieytes y V. López	Mr2	1969	70,6	7,6	0	0	100
Mendoza e/Vieytes y Güemes	M1	1969	60,2	10,2	0	10	50
Mendoza e/Terrada y Tucumán	M2	1968	8,3	5,5	10	30	0
Vergara e/V. López y Estomba	V1	1955	0,0	0,0	5	50	0
Vergara e/Vieytes y V. López	V2	1955	0,0	0,0	5	50	0
Almafuerde e/M. Rodríguez y Brasil	A1	1980	5,3	5,3	10	85	50
Almafuerde e/J. Molina y M. Rodríguez	A2	1980	17,5	16,3	0	0	0
9 de Julio e/Brasil y Paraná	9J	1970	10,2	17,6	0	30	50
S. Laspiur e/Rondeau y Gorriti	Sx1	1970	27,4	6,3	0	0	0
S. Laspiur e/Gorriti y Roca	Sx2	1970	2,0	8,0	5	10	0

S. Laspiur e/Roca y Blandenguez	Sx3	1970	2,5	4,2	5	10	0
Terrada e/Moreno y Colón	T1	1971	1,9	3,4	0	0	100
Terrada e/Rondeau y Moreno	T2	1971	1,5	5,5	0	0	100
Terrada e/Gorriti y Rondeau	T3	1971	7,9	2,5	0	0	100
Terrada e/Roca y Gorriti	T4	1971	6,2	8,2	0	0	100
Terrada e/Blandenguez y Roca	T5	1971	0,0	4,3	0	0	0
Terrada e/Bravard y J. Molina	T6	1968	13,8	6,0	0	0	0
Terrada e/Chancay y Bravard	T7	1968	0,0	5,7	5	10	0
Terrada e/Charlone y Chancay	T8	1968	0,0	14,4	0	0	50
Terrada e/Mendoza y Charlone	T9	1968	44,0	16,0	0	0	50
Tucumán e/Chancay y Bravard	Tu1	1968	14,9	4,3	0	10	100
Tucumán e/Charlone y Chancay	Tu2	1968	1,2	0,0	0	10	100
Castelli e/Di Sarli y Acosta	C	1999	0,0	0,0	10	60	100
Vieytes e/Acosta y Di Sarli	Vy1	1998	0,0	0,0	5	10	50
Vieytes e/Di Sarli y E. Julio	Vy2	1998	0,0	0,0	10	60	50
Vieytes e/E. Julio y 17 de Mayo	Vy3	1998	0,0	0,0	10	70	0
Vieytes e/Bs. As. Y 17 de Mayo	Vy4	1998	0,0	0,0	10	65	0
Güemes e/M. Rodríguez y Brasil	G	1980	45,7	2,2	5	50	0
Viamonte e/Bravard y J. Molina	Vi	1969	1,3	1,2	0	0	50
A. Brunel e/Luiggi y 25 de Mayo	Ab1	1972	8,7	3,4	0	10	100
A. Brunel e/P. Pico y Luiggi	Ab2	1972	7,7	1,2	0	10	100
A. Brunel e/Misiones y P.Pico	Ab3	1972	18,7	2,5	5	10	100
A. Brunel e/Montevideo y Misiones	Ab4	1972	13,0	1,4	5	10	100
Catamarca y Patricios	Cm	1990	47,0	25,2	0	20	0
Chiclana e/Pueyrredón y Undiano	Ch1	2003	0,0	0,0	10	100	100
Chiclana e/Pueyrredón y 25 de Mayo	Ch2	2003	0,0	0,1	10	90	0
Chiclana e/25 de Mayo y Luiggi	Ch3	2003	0,0	0,0	10	100	100
Chiclana e/Luiggi y P.Pico	Ch4	2003	0,0	0,0	10	95	100
Chiclana e/P. Pico y Misiones	Ch5	2003	0,0	0,0	10	100	100
Chile e/Undiano y Pueyrredón	Chi1	1972	2,9	4,4	0	10	100
Chile e/Pueyrredón y 25 de Mayo	Chi2	1970	42,5	0,0	0	10	100
Chile e/25 de mayo y Luiggi	Chi3	1973	1,3	2,1	5	10	50
Chile e/Luiggi y P.Pico	Chi4	1973	0,0	0,3	0	10	100
Chile e/P.Pico y Misiones	Chi5	1973	10,7	0,8	0	10	50
Chile e/Montevideo y Misiones	Chi6	1973	19,1	0,3	0	10	0
Darregueira e/P.Pico y Misiones	D1	1970	4,8	2,5	5	10	100
Darregueira e/Misiones y Montevideo	D2	1972	0,0	2,7	5	10	100
Donado e/Thompson e Italia	Do1	1970	3,7	3,3	5	50	0
Donado e/Italia y Santa Fe	Do2	1970	9,5	2,1	5	10	0
Donado e/Santa Fe y A. Brunel	Do3	1970	8,3	7,9	0	0	50
Donado e/Chile y A. Brunel	Do4	1970	0,0	3,1	5	10	100
Luiggi e/A. Brunel y Santa Fe	L1	1972	4,2	0,9	0	10	50
Luiggi e/Chile y A. Brunel	L2	1972	4,0	2,2	0	10	50
Italia e/P.Pico y Misiones	I1	1972	4,6	0,8	0	10	100
Italia e/Misiones y Montevideo	I2	1972	9,3	1,4	0	10	100
P.Pico e/Santa Fe y A. Brunel	Pp1	1972	7,4	0,3	0	10	100
P.Pico e/A. Brunel y Chile	Pp2	1972	16,0	3,5	5	10	100
Podestá e/Misiones y P.Pico	P	1971	0,0	2,3	0	10	100
Misiones e/Darregueira y Berutti	Mi1	1972	6,1	1,7	0	10	50
Misiones e/Thompson y Darregueira	Mi2	1970	9,0	2,8	5	10	0
Misiones e/Podestá y Thompson	Mi3	1970	0,0	5,1	5	10	0
Misiones e/Italia y Podestá	Mi4	1972	0,0	3,4	0	10	0
Misiones e/Santa Fe e Italia	Mi5	1972	5,4	1,3	0	10	0

Misiones e/A. Brunel y Santa Fe	Mi6	1972	23,0	4,0	0	10	0
Misiones e/Chile y A. Brunel	Mi7	1972	11,9	2,9	0	10	0
Montevideo e/Misiones y Brown	Mo1	1972	0,0	0,0	10	100	100
Montevideo e/Saavedra y Berutti	Mo2	1972	9,3	4,3	0	10	100
Montevideo e/Berutti y Darregueira	Mo3	1972	0,0	3,2	5	10	100
Montevideo e/Darregueira y Thompson	Mo4	1972	24,9	0,8	0	10	100
Montevideo e/Thompson e Italia	Mo5	1972	15,0	11,4	0	10	0
Montevideo e/Italia y Santa Fe	Mo6	1972	29,9	4,5	0	10	0
Montevideo e/Santa Fe y A. Brunel	Mo8	1972	45,5	0,8	0	10	0
Montevideo e/A. Brunel y Chile	Mo9	1972	19,1	3,7	0	10	0
Thompson e/Av. Colón y O'Higgins	Th1	1971	2,4	4,8	0	0	100
Thompson e/O'Higgins y Donado	Th2	1971	1,3	7,1	0	0	50
Thompson e/Donado y Fitz Roy	Th3	1971	0,0	2,3	0	10	50
Thompson e/Fitz Roy y España	Th4	1971	4,2	0,5	0	0	100
Thompson e/España y Villarino	Th5	1971	3,6	0,3	0	0	100
Thompson e/Villarino y Undiano	Th6	1971	7,9	4,0	0	0	100
Thompson e/Luiggi y 25 de Mayo	Th7	1968	26,0	6,7	5	10	0
Thompson e/P.Pico y Luiggi	Th8	1969	3,7	6,7	0	10	0
Thompson e/Misiones y P.Pico	Th9	1969	9,7	6,4	0	10	100
Thompson e/Montevideo y Misiones	Th10	1969	31,9	8,3	0	10	0
Undiano e/Saavedra y Berutti	U1	1971	3,8	1,7	0	0	50
Undiano e/Berutti y Darregueira	U2	1971	5,9	2,0	0	0	0
Undiano e/Darregueira y Thompson	U3	1971	1,0	0,5	0	0	100
Undiano e/Thompson e Italia	U4	2002	0,0	0,0	10	80	50
Undiano e/Italia y Santa Fe	U5	2002	0,0	0,0	5	50	100
Undiano e/Santa Fe y A. Brunel	U6	2001	0,0	0,0	10	80	100
Undiano e/A. Brunel y Chile	U7	2001	0,0	0,0	10	80	100
25 de Mayo e/A. Brunel y Chile	25M	1969	26,2	3,1	0	10	100
M. Molina e/Terrada y Viamonte	Mm1	1960	62,5	8,3	5	70	100
M. Molina e/9 de Julio y Almafuerte	Mm2	1980	11,4	2,3	5	10	100
Estomba e/ M Rodríguez y Brasil	E1	1973	1,8	0,2	0	0	50
Estomba e/ M. Molina y M. Rodríguez	E2	1973	15,5	1,4	0	0	100
Vicente López e/ Moreno y Rondeau	V11	1948	4,3	0,2	0	0	0
Vicente López e/ Vergara y Juan Molina	V12	1955	0,0	3,1	0	40	50
Vicente López e/ Bravard y Vergara	V13	1955	24,7	0,0	5	60	0
Vicente López e/ Brasil y M. Rodríguez	V14	1980	12,9	4,8	10	90	100
A. de Arrieta e/ Alberdi y Castelar	Aa1	1972	0,0	0,0	10	100	0
A. de Arrieta e/ Sócrates y Newton	Aa2	1972	3,0	3,0	0	0	0
A. de Arrieta e/Newton y Balboa	Aa3	1972	27,8	0,9	5	60	0
14 de julio e/Castelar y Alberdi	14J1	1955	77,9	0,3	0	0	0
14 de julio e/Chacabuco y Castelar	14J2	1955	96,0	0,0	0	0	0
14 de julio e/Sócrates y Chacabuco	14J3	1955	34,7	3,1	0	0	0
14 de julio e/Newton y Sócrates	14J4	1972	14,8	4,7	5	60	0
14 de julio e/ Newton y Balboa	14J5	1972	0,0	4,7	5	60	0
14 de julio e/Balboa y San Lorenzo	14J6	1972	8,9	7,2	5	70	0
Garibaldi e/Alberdi y Castelar	G1	1956	1,6	3,1	0	0	0
Garibaldi e/Chacabuco y Castelar	G2	1957	6,0	2,9	0	0	0
Garibaldi e/Chacabuco y Sócrates	G3	1957	11,5	7,3	0	0	0
Garibaldi e/Sócrates y Newton	G4	1972	9,1	0,0	5	20	0
Garibaldi e/Balboa y Newton	G5	1972	5,9	0,4	0	10	0
Bermúdez e/Newton y Sócrates	Be1	1972	8,0	7,3	0	0	0
Bermúdez e/Newton y Balboa	Be2	1972	45,1	0,0	0	0	50
Washington e/Alberdi y Castelar	W1	1955	47,8	2,7	0	0	0

Washington e/Chacabuco y Castelar	W2	1955	24,1	1,4	0	0	0
Washington e/Chacabuco y Sócrates	W3	1955	16,9	3,4	0	0	0
Washington e/Sócrates y Newton	W4	1972	9,8	6,0	0	0	0
Washington e/Newton y Balboa	W5	1972	5,9	4,6	0	10	0
Washington e/San Lorenzo y Balboa	W6	1972	0,0	6,3	0	15	0
R. de Escalada e/Rivadavia y Alberdi	Re1	1974	7,1	3,0	5	40	0
R. de Escalada e/Alberdi y Castelar	Re2	1973	0,0	0,8	5	50	50
R. de Escalada e/Castelar y Chacabuco	Re3	1973	0,0	2,5	5	30	0
R. de Escalada e/Chacabuco y Sócrates	Re4	1973	6,7	11,8	0	0	0
R. de Escalada e/Sócrates y Newton	Re5	1973	12,5	0,4	5	30	0
R. de Escalada e/Newton y Balboa	Re6	1978	9,4	1,3	0	0	0
R. de Escalada e/ Balboa y San Lorenzo	Re7	1978	9,4	4,7	0	0	0
R. de Esc. e/ San Lorenzo y 3 de Febrero	Re8	1973	0,0	5,8	5	30	0
R. de Escalada e/3 de Febrero y Rincón	Re9	1973	0,0	5,3	5	15	0
Castelar e/A. de Arrieta y 14 de julio	Cas1	1955	9,4	3,0	0	0	0
Castelar e 14 de julio y Garibaldi	Cas2	1955	10,4	1,5	0	0	0
Castelar e/Garibaldi y Washington	Cas3	1955	4,9	0,0	0	0	0
Castelar e/Washington y R. de Escalada	Cas4	1955	16,0	7,1	0	0	0
Chacabuco e/A. de Arrieta y 14 de julio	Cha1	1955	18,7	0,3	0	0	100
Chacabuco e/14 de julio y Garibaldi	Cha2	1955	0,0	9,5	0	0	0
Chacabuco e/Washington y Garibaldi	Cha3	1957	12,9	4,3	0	0	0
Chacabuco e/R. Escalada y Washington	Cha4	1980	13,2	2,5	0	5	0
Sócrates e/14 de julio y A. de Arrieta	So1	1957	44,4	5,8	0	0	0
Sócrates e/Garibaldi y 14 de julio	So2	1956	51,6	4,6	0	0	0
Sócrates e/Garibaldi y Bermúdez	So3	1957	13,7	4,6	0	0	0
Sócrates e/Bermúdez y Washington	So4	1957	0,0	0,0	0	0	0
Sócrates e/R. de Escalada y Washington	So5	1957	62,8	4,3	0	0	50
Newton e/14 de julio y Garibaldi	Nw1	1972	7,8	7,2	0	0	0
Newton e/Garibaldi 1460 y Garibaldi 1500	Nw2	1972	11,1	10,0	0	0	0
Newton e/Garibaldi y Bermúdez	Nw3	1972	10,0	3,8	0	0	0
Newton e/Bermúdez y Washington	Nw4	1972	14,8	4,4	0	0	0
Newton e/Washington y R. de Escalada	Nw5	1973	2,3	3,9	5	50	100
Balboa e/A. de Arrieta y 14 de julio	Bb1	1972	30,6	3,2	5	85	0
Balboa /14 de julio y Garibaldi	Bb2	1972	18,5	4,9	5	50	0
Balboa e/Garibaldi y Bermúdez	Bb4	1972	7,3	3,5	5	10	100
Balboa e/Washington y Bermúdez	Bb5	1972	0,0	16,1	0	0	0
Newton e/14 de julio y A. de Arrieta	Nw6	1972	18,5	2,0	0	0	0
A. Álvarez e/Florida y 1 de mayo	Aaz1	1981	9,6	2,3	5	20	100
A Álvarez e/Cuyo y Alberti	Aaz2	1981	30,6	2,5	5	30	100
Florida e/Nicaragua y Zapiola	F	1981	31,8	8,1	0	0	50
Panamá e/ Florida y Alberti	Pn1	1981	35,6	0,4	0	10	50
Panamá e/ Alberti y Cuyo	Pn2	1981	60,6	7,1	0	0	0
Acceso CCT	Ac	1985	10	40	5	80	0
Av. Alem 2000	Al	1960	0,0	0,5	0	10	0
Republica Siria e/ Florida y Alberti	Rs	1983	0,0	3,1	0	10	0
1810 e/E. Rosas y Tierra del Fuego	1810a	1968	0,0	0,0	0	10	50
1810 e/Nueva Provincia y E. Rosas	1810b	1968	9,3	0,5	5	10	100
1810 e/S. Peña y Nueva Provincia	1810c	1968	0,0	2,2	0	10	0
1810 e/Arias y S. Peña	1810d	1968	0,0	1,8	5	50	50
1810 e/P. Moreno y Arias	1810e	1970	0,0	3,2	0	20	0
1810 e/Levalle y P. Moreno	1810f	1968	8,3	0,0	5	50	0
1810 e/Azurduy y Levalle	1810g	1968	7,9	1,1	5	20	0
1810 e/FFCC y Azurduy	1810h	1980	3,7	1,5	5	50	0

Azurduy e/Ecuador y Venezuela	Az1	1980	29,1	4,0	5	60	50
Azurduy e/Venezuela y Tarapacá	Az2	1980	16,0	3,4	5	60	100
Azurduy e/Tarapacá y 1810	Az3	1980	28,7	4,0	5	60	100
Azurduy e/1810 y Libertad	Az4	1980	19,4	5,7	5	60	50
Azurduy e/Libertad y Piccioli	Az5	1980	0,0	1,3	5	60	0
E. Rosas e/Tarapacá y 1810	Er1	1969	0,0	2,3	5	10	100
E. Rosas e/1810 y Libertad	Er2	1969	9,1	3,0	0	10	100
E. Rosas e/Libertad y Piccioli	Er3	1969	14,6	0,8	5	60	50
E. Rosas e/Piccioli y C. Farina	Er4	1969	0,0	0,8	10	70	50
Ecuador e/E. Rosas y Tierra del Fuego	Ec1	1980	24,0	4,4	0	10	0
Ecuador e/P. Moreno y Arias	Ec2	1980	55,4	0,0	0	10	50
Ecuador e/Levalle y P. Moreno	Ec3	1980	0,0	52,6	0	10	0
Levalle e/Venezuela y Ecuador	Lev1	1972	0,0	3,2	5	60	50
Levalle e/Tarapacá y Venezuela	Lev2	1972	9,5	6,3	5	60	50
Levalle e/1810 y Tarapacá	Lev3	1972	13,2	2,1	5	70	50
Levalle e/Libertad y 1810	Lev4	1972	15,9	2,9	5	70	0
Levalle e/Piccioli y Libertad	Lev5	1972	9,7	2,9	5	70	0
Libertad e/Tierra del Fuego y E. Rosas	Lib1	1969	2,4	1,0	0	10	100
Libertad e/E. Rosas y Nueva Provincia	Lib3	1969	3,0	0,5	0	10	100
Libertad e/Nueva Provincia y S. Peña	Lib4	1968	12,6	1,7	0	10	100
Libertad e/S. Peña y Arias	Lib5	1969	0,0	6,2	0	10	50
Libertad e/Arias y Moreno	Lib6	1972	0,0	0,6	0	40	50
Libertad e/P. Moreno y Levalle	Lib7	1972	0,0	0,0	5	20	100
Libertad e/Levalle y Azurduy	Lib8	1972	0,0	0,9	0	40	100
Libertad e/Azurduy y FFCC	Lib9	1980	0,0	0,0	5	50	50
Nueva provincia e/Peatonal y Tarapacá	Np1	1969	12,0	0,0	0	10	0
Nueva provincia e/1810 y Tarapacá	Np2	1969	8,7	3,6	0	10	50
Nueva Provincia e/Libertad y 1810	Np3	1969	4,3	4,3	0	10	100
Nueva Provincia e/Piccioli y Libertad	Np4	1969	6,4	5,1	5	10	100
Nueva Provincia e/C. Farina y Piccioli	Np5	1969	4,8	1,2	5	60	50
P. Moreno e/Ecuador y Venezuela	Pm1	1972	6,9	3,7	5	70	0
P. Moreno e/Venezuela y Tarapacá	Pm2	1972	2,4	1,8	5	60	50
P. Moreno e/Tarapacá y 1810	Pm3	1972	7,0	4,5	5	60	100
P. Moreno e/1810 y Libertad	Pm4	1972	7,7	4,7	5	80	100
P. Moreno e/Libertad y Piccioli	Pm5	1972	4,8	0,0	5	80	50
Piccioli e/Nueva Provincia y E. Rosas	Pic1	1969	2,1	4,8	5	10	100
Piccioli e/S. Peña y Nueva Provincia	Pic2	1969	7,3	1,1	0	10	100
Piccioli e/Arias y S. Peña	Pic3	1969	0,0	3,6	5	10	50
S. Peña e/Tarapacá y peatonal	Sp1	1969	0,0	3,2	0	10	0
S. Peña e/Tarapacá y 1810	Sp2	1969	13,0	10,9	0	10	100
S. Peña e/1810 y Libertad	Sp3	1969	17,4	2,9	0	10	100
S. Peña e/Libertad y Piccioli	Sp4	1969	4,2	4,2	0	10	100
S. Peña e/Piccioli y C. Farina	Sp5	1969	4,0	1,7	5	30	50
Tarapacá e/Tierra del Fuego y E. Rosas	Tar1	1969	15,6	6,1	0	10	50
Tarapacá e/E. Rosas y Nueva Provincia	Tar2	1969	6,6	1,6	5	80	0
Tarapacá e/Nueva provincia y S. Peña	Tar3	1969	9,1	4,5	0	10	0
Tarapacá e/S. Peña y Arias	Tar4	1969	18,2	1,5	0	10	50
Tarapacá e/Arias y P. Moreno	Tar5	1972	4,8	0,0	0	10	0
Tarapacá e/P. Moreno y Levalle	Tar6	1972	14,5	0,0	0	10	100
Tarapacá e/Levalle y Azurduy	Tar7	1972	7,6	1,5	5	50	0
Tarapacá e/Azurduy y FFCC	Tar8	1972	0,0	4,6	5	10	0
Tierra del Fuego e/Venezuela y Tarapacá	Tf	1972	26,2	2,3	0	10	0
Venezuela e/P. Moreno y Arias	Vz1	1972	0,0	1,6	0	30	50

Venezuela e/Levalle y P. Moreno	Vz2	1972	6,4	5,2	0	10	100
Venezuela e/Azurduy y Levalle	Vz3	1972	2,0	0,8	5	50	50
Venezuela e/FFCC y Azurduy	Vz4	1980	3,3	1,7	0	10	50

**Tabla A2.2:** Relevamiento del estado de las calles de otro sector de la ciudad de Bahía Blanca. Referencias: rec.: porcentaje de placas a reconstruir, rep.: porcentaje de placas a reparar, jc: Estado de conservación de las juntas de contracción (0 = malo; 5 = regular; 10 = bueno), jct: porcentaje de juntas de contracción tomadas, jd: Existencia de juntas de dilatación (0 = no hay; 50 = existe una sola; 100 = existen dos).

CALLE	Calle	rec. (%)	rep. (%)	Estado jc	jct (%)	Existencia jd
Aguado e/Alvarado y Nicaragua	Ag1	50,0	0,0	0	2	0
Aguado e/Nicaragua y Zapiola	Ag2	9,2	30,3	0	10	0
Aguado e/Zapiola y Panamá	Ag3	2,2	20,7	0	10	0
Aguado e/Panamá y A. Álvarez	Ag4	11,3	13,8	0	10	0
Aguado e/A. Álvarez y Alem	Ag5	6,7	20,0	0	0	50
Alem e/1 de marzo y Aguado	Al1	4,2	24,2	5	20	50
Alem e/Aguado y Uruguay	Al2	0,0	13,8	0	10	0
Alem e/Uruguay y Córdoba	Al3	1,9	13,8	5	20	0
Zapiola e/Perú y S. del Estero	Z1	37,5	17,2	0	2	0
Zapiola e/Salta y Paraguay	Z2	56,8	20,5	10	5	0
Zapiola e/Paraguay y Casanova	Z3	74,1	13,0	10	2	0
Zelarrayán e/S. del Estero y Perú	Ze1	37,5	25,0	0	10	0
Zelarrayán e/Perú y San Juan	Ze2	19,2	25,0	5	5	0
Zelarrayán e/Aguado y Guatemala	Ze3	1,8	12,3	10	70	0
Zelarrayán e/Guatemala y Canadá	Ze4	0,0	20,0	10	80	0
Zelarrayán e/Canadá y Colombia	Ze5	25,8	19,7	5	70	0
Zelarrayán e/Colombia y 1 de marzo	Ze6	22,2	35,2	5	70	0
12 de Octubre e/Casanova y Paraguay	12O1	44,4	23,6	0	0	50
12 de Octubre e/Paraguay y Salta	12O2	63,6	18,2	0	0	50
Salta e/12 de Octubre y F. Sánchez	Sa1	0,0	2,4	10	90	50
Salta e/F. Sánchez y Urquiza	Sa2	14,3	31,0	0	0	50
Casanova e/F. Sánchez y 12 de Octubre	Ca1	7,9	31,7	0	0	100
Urquiza e/Córdoba y L. Francés	Uz1	0,0	14,7	10	80	0
Urquiza e/L. Francés y San Juan	Uz2	0,0	0,0	10	80	0
Urquiza e/San Juan y Salta	Uz3	0,7	6,9	5	70	0
Urquiza e/Salta y Casanova	Uz4	0,0	5,4	5	70	0
Urquiza e/Casanova y Caronti	Uz5	0,9	15,3	5	50	0
Urquiza e/Caronti y 11 de abril	Uz6	7,9	20,6	5	20	0
Urquiza e/11 de abril y 19 de mayo	Uz7	11,5	21,8	5	50	0
Urquiza e/Rodríguez y Sarmiento	Uz8	0,0	43,3	5	20	0
Belgrano e/Bompland y Espora	Be1	8,8	17,5	0	20	0
Belgrano e/Espora y Vespucio	Be2	16,7	8,3	0	10	0
Alsina e/Corrientes y Espora	As1	30,2	37,5	0	0	0
Alsina e/Espora y Bompland	As2	26,1	34,8	0	0	0
Bompland e/Alsina y Belgrano	Bm1	4,3	19,6	5	30	0
Espora e/Yrigoyen y Alsina	Es1	12,5	20,8	0	10	0
Espora e/Alsina y Belgrano	Es2	14,3	23,8	0	10	0

Espora e/Belgrano y Amundsen	Es3	7,9	2,6	0	0	0
Amundsen e/Espora y Vespucio	Ad1	10,0	20,0	0	0	0
Amundsen e/Vespucio y Corrientes	Ad2	16,0	8,0	0	0	0
Rodríguez e/12 de Octubre y Laprida	Rz1	33,3	37,8	5	20	50
Rodríguez e/Laprida y F. Sánchez	Rz2	18,5	20,4	5	20	0
Rodríguez e/F. Sánchez y Urquiza	Rz3	35,7	20,2	5	30	0
Laprida e/Sarmiento y Rodríguez	Lp1	22,8	29,8	5	80	0
Laprida e/Rodríguez y 19 de mayo	Lp2	8,9	23,3	5	30	0
19 de mayo e/12 de Oct. y F Sánchez	19M1	1,9	38,9	0	10	0
19 de mayo e/F. Sánchez y Urquiza	19M2	21,2	9,8	0	20	0
F. Sánchez e/Salta y Casanova	Fs1	8,1	27,0	5	30	50
F. Sánchez e/Casanova y Caronti	Fs2	12,1	25,8	0	10	50
F. Sánchez e/Caronti y 11 de abril	Fs3	16,7	35,4	0	10	0
F. Sánchez e/11 de abril y 19 de mayo	Fs4	0,0	18,1	0	10	0
Caronti e/12 de Octubre y F. Sánchez	Cr1	0,0	5,9	10	80	0
Caronti e/F. Sánchez y Urquiza	Cr2	0,0	0,0	0	10	0
11 de abril e/Urquiza y F. Sánchez	11A1	0,0	4,0	0	0	0
11 de abril e/F. Sánchez y 12 de Octubre	11A2	1,9	24,1	0	10	0