



---

---

# **ESTUDIOS DE CORROSION EN PUENTES DE CONCRETO PRE-ESFORZADO**

## **Cables de pre-esfuerzo**

Francisco Javier Carrión Viramontes  
Jaime Hernández Rivera  
Miguel Antonio Acosta Esqueda

**Publicación Técnica No. 122  
Sanfandila, Qro, 1999**

---

**SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES  
INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE**

**Estudios de corrosión en  
puentes de concreto  
pre-esfuerzo**

**Cables de pre-esfuerzo**

**Publicación Técnica No. 122  
Sanfandila, Qro, 1999**

---



---

Este trabajo fue desarrollado en el Instituto Mexicano del Transporte por Francisco Javier Carrión Viramontes, Jaime Hernández Rivera y Miguel Martínez Madrid. El primer autor, también es estudiante de posgrado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de Querétaro. Se agradece la colaboración de Agustín Salvador Morales y Miguel Antonio Acosta Esqueda.



## RESUMEN

---

En este trabajo se analizan las técnicas de monitoreo y control de la corrosión aplicados a puentes de concreto pre-esforzado. El estudio incluye una revisión bibliográfica de los fenómenos corrosivos más comunes, así como los resultados de la experimentación realizada en los laboratorios de este Instituto sobre cables empleados para el pre-esfuerzo en ambientes químicamente agresivos.

Con base en datos experimentales, se propone una relación entre el daño por corrosión y la pérdida de la carga de pre-esfuerzo en estructuras de concreto. Matemáticamente, se relaciona el cambio de la frecuencia del primer modo natural con la reducción de la fuerza de pre-esfuerzo y, como resultado, con el efecto de la corrosión. En general, se encuentra que la reducción de pre-carga en un cable, debida a la corrosión, se comporta como un proceso de agrietamiento y presenta razones de cambio del pre-esfuerzo, pequeñas al principio que se vuelven muy grandes al final del proceso corrosivo.

Los resultados muestran que los cables de pre-esfuerzo tienden a perder sus propiedades mecánicas dependiendo del tipo de medio químico que los rodea y del nivel mismo de carga al que fueron sometidos. El modelo de la mecánica de la fractura para el agrietamiento asistido por corrosión y esfuerzos, muestra una tendencia similar si se supone que el cambio en la fuerza de tensión es inversamente proporcional al tamaño de las grietas. La reducción en esta fuerza sigue un patrón típico de formación de microgrietas que actúan como concentradores de esfuerzos y que se propagan, produciendo finalmente una falla.



## ABSTRACT

---

Corrosión damage, monitoring and corrosion techniques for prestressed concrete structures are discussed in this work. It includes a theoretical review of the corrosion phenomena and the experimental research done at this Institute with prestressed cables under chemically aggressive environments.

A relationship between the corrosion damage and the loss of prestressing load on concrete prestressed metallic structures is proposed after experimental data were obtained. Mathematically, the first natural frequency change mode is related to the cable reduction on the prestressed load, and as a result, to the corrosion effect. In general, the reduction on the prestressing load due to corrosion has been found be as cracking type behaviour yet a small variation rate at the beginning preceeds a much a larger one at the end of the whole corrosive process.

Prestressed cable immersed in aggressive acids tends to loss its original mechanical properties depending on the environment and the prestesing loads. A similar tendency, assuming that the load change is inversely proportional to the crack depth, is observed as per fracture mechanics model for the stress corrosion cracking. This loss follows a typical microcracking growth pattern acting as typical stress concentrators, where finally failure takes place.



## RESUMEN EJECUTIVO

---

Los avances de la Ingeniería Civil en México durante este siglo han logrado se construyan grandes estructuras de concreto reforzadas con acero, con claros de una longitud considerable que en antaño podrían ser inclusive impensables. Así mismo, el progreso de la ciencia de los materiales ha conllevado al desarrollo de concretos con especificaciones en términos de compacidad, resistencia y permeabilidad muy superiores a lo disponible inclusive en el pasado inmediato. Pese a esto la interacción medio ambiente-concreto-acero de refuerzo en muchas ocasiones se torna catastrófica, pues se desencadenan procesos corrosivos que orillan a que el refuerzo metálico pierda sus propiedades de diseño originales y por tal comprometa el rendimiento de la estructura en la que se encuentra. En adición a esto, los acero de refuerzo actualmente se encuentran dentro del concreto “tensionados” para promover que la estructura de concreto pueda trabajar a compresión.

Si bien esta tensión permite el que la estructura de concreto pre esforzado opere bajo condiciones de esfuerzo muy superiores, esa “tensión” también provoca que los aceros embebidos sean más susceptibles a la corrosión denominada bajo esfuerzo, particularmente en aquellas regiones donde el medio ambiente es agresivo, como en el caso de casi toda la región del Golfo de México. Si bien es fundamental prevenir la corrosión mediante una correcta selección de materiales antes de construir, en la gran mayoría de los casos la corrosión ya es un fenómeno que es necesario corregir. Los costos de mantenimiento de estructuras ya dañadas son sumamente significativos, sólo en los EUA se ha evaluado que el 50% de los 575,000 puentes tienen alguna afectación por corrosión y que de ese porcentaje el 40% ya se reportan con deficiencias estructurales. Los costos de reparación ascienden a más de USD \$50 billones. Historias similares se han reportado en Brasil, Canadá, Reino Unido, de tal manera que México no debe ser la excepción, máxime cuando en la región del Golfo de México

---

existen zonas como Tampico y Coatzacoalcos consideradas como unas de las más agresivas del mundo en términos de corrosión ambiental.

El presente trabajo presenta un análisis teórico del deterioro de los puentes de concreto pre-esforzado, enfatizado en los procesos corrosivos típicamente involucrados, mencionando los factores que favorecen la corrosión y los métodos que existen para la detección de daños. Se listan algunos sistemas populares de protección contra la corrosión y en la última parte del trabajo se muestran los resultados de una investigación que se llevo al cabo en este Instituto sobre la pérdida de las propiedades de unos cables de acero de pre-esfuerzo en ambientes agresivos.

En el rubro del deterioro del concreto de los puentes, se enuncian los tipos de daños que comúnmente se encuentran, entre otros, agrietamientos, bolsas de aire, estallamientos y ataque químico.

Dentro del deterioro del acero se detallan los mecanismos habituales de corrosión, así como los tipos que existen. Se delinean los factores a considerar para que se lleve al cabo el proceso corrosivo y las condiciones en las que no es factible encontrarse con problemas de corrosión. Ciertamente se establecen con claridad los factores que pueden favorecer el daño por corrosión.

En la detección de los daños en puentes de concreto pre-esforzado se establecen y detallan las técnicas existentes y se propone una metodología de inspección listándose la normatividad vigente en el tema. El conocimiento de los sistemas de protección contra la corrosión permiten tomar medidas preventivas en su gran mayoría.

Finalmente un estudio detallado de cables de pre-esfuerzo y su daño en ambientes agresivos, permiten se proponga un mecanismo de falla que a su vez orilla a un conocimiento de estos materiales para un mejor control y monitoreo de la corrosión en puentes.



2.5.12. Emisiones acústicas.	35
2.5.13. Procedimientos de laboratorio.	36
2.5.13.1. Análisis metalográfico.	37
2.5.13.2. Pruebas físicas.	38
2.6. SISTEMAS DE PROTECCION CONTRA LA CORROSION.	39
2.6.1. Ductos.	39
2.6.2. Mortero de cemento.	40
2.6.3. Poliuretano polibutadieno.	40
2.6.4. Sistemas de torones envueltos.	40
2.6.5. Recubrimiento del acero de pre-esfuerzo.	41
2.6.6. Tendones no metálicos.	41
3. DESARROLLO EXPERIMENTAL.	43
3.1 ANTECEDENTES.	43
3.2 FUNDAMENTOS TEORICOS.	44
3.3 EVALUACION EXPERIMENTAL DE LA CORROSION Y DEL PRE-ESFUERZO	45
3.4 RESULTADOS EXPERIMENTALES	46
4. ANALISIS DE RESULTADOS.	53
5. CONCLUSIONES.	59
6. REFERENCIAS.	61

# 1. INTRODUCCION

---

La corrosión que es un proceso químico o electroquímico lento entre un material reaccionando con su ambiente, frecuentemente conlleva fallas en servicio que en muchas ocasiones son catastróficas. La velocidad y la extensión con que un proceso corrosivo afecta a un metal, puede ser “tolerable”, dependiendo del servicio que el metal preste en una aplicación determinada. De esta manera, el que una estatua de bronce se corra sobre una avenida, no tendría las mismas consecuencias que una propela de bronce en un barco.

La corrosión entonces puede ser crítica fundamentalmente dependiendo de las consecuencias que puede generar el que la pieza metálica falle al reaccionar con su medio ambiente.

Todas las reacciones corrosivas son por naturaleza electroquímicas; dependen de las celdas electrolíticas que se formen en la superficie metálica. Esto aplica a todo tipo y clase de proceso corrosivo, desde una banal oxidación de estructuras, hasta una corrosión bajo esfuerzo de un cable pre-esforzado. El principio siempre es el mismo: se inicia en la superficie del material en contacto con el medio ambiente que lo rodea.

El entendimiento de los procesos corrosivos implica, no sólo el conocimiento de la electroquímica involucrada, sino también las propiedades mecánico-metalúrgicas del componente metálico, así como la fisicoquímica del medio en el cual opera.

La experiencia muestra que el acero puede estar embebido en el concreto y durar muchos años sin mostrar algún signo visible de deterioro. Esto es debido a que el concreto, cuando se ha preparado y colado correctamente, en muchas ocasiones proporciona una adecuada protección al acero. Sin embargo, la protección a la corrosión que proporciona el concreto al acero no se puede garantizar a perpetuidad, ni mucho menos en todos los casos particulares de la República Mexicana. El ingreso de humedad contaminada de la atmósfera o del medio circundante al concreto pre-esforzado, puede causar que el pH del concreto cambie radicalmente en un proceso de inicio de degradación del acero y del concreto. Por ejemplo, si la humedad es rica en bióxido de carbono, la carbonatación llega al acero de pre-esfuerzo perdiéndose las condiciones que mantienen pasiva a la varilla y la corrosión se puede iniciar de manera severa. Si los iones-cloro son los contaminantes, la varilla de acero sufrirá de agrietamientos por corrosión bajo esfuerzos, por lo tanto la probabilidad de fallas catastróficas y súbitas se harán presentes en esas estructuras. Obviamente, errores en el nivel de pre-esfuerzo al que se sometió la varilla o una elección incorrecta y/o colado deficiente del concreto solamente pueden agravar el problema, En adición, daños accidentales como impactos o abrasión, pueden ocasionar agrietamiento del concreto y permitir el acceso de soluciones electrolíticas agresivas directamente a la superficie del acero.

De manera breve, los factores relacionados con el proceso de corrosión se pueden separar en tres grupos:

- a) Factores dependientes del concreto como son: permeabilidad, porosidad, tipos de cemento, agregados, aditivos y puesta en obra.
- b) Factores dependientes del pre-esfuerzo metálico como son: naturaleza física y química del material de pre-esfuerzo, condición superficial y sollicitaciones mecánicas del mismo.
- c) Factores dependientes del medio de servicio como son: humedad relativa, temperatura, degradación biológica y acción de iones agresivos como los cloruros.

La Secretaría de Comunicaciones y Transportes cuenta con innumerables estructuras y puentes construidos con concreto pre-esforzado que se localizan en ambientes agresivos, como son aquellas regiones cercanas al Golfo de México. Algunas de estas ya han presentado problemas atribuibles a la degradación por fenómenos corrosivos y otras están en estudio; la importancia que la Secretaría le da al fenómeno es de absoluta prioridad.

El presente trabajo está dividido en dos partes importantes:

- 1) Revisión general de los procesos corrosivos y de control y monitoreo que se pueden presentar en estructuras de concreto pre-esforzado.
- 2) Resultados de la experimentación realizada sobre cables de acero que se emplean para pre-esforzar estructuras de concreto, sumergidos en ambientes agresivos.

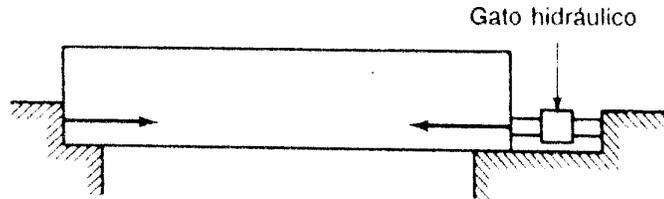
## 2. FUNDAMENTOS GENERALES

---

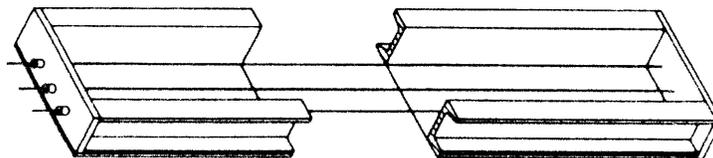
### 2.1. CONCRETO PRE-ESFORZADO.

El concreto pre-esforzado es un material comúnmente empleado en los puentes carreteros debido a que los claros que se pueden obtener son comparativamente grandes. La condición de pre-esfuerzo le permite trabajar, en muchas de sus zonas, con componentes de esfuerzos tensiles.

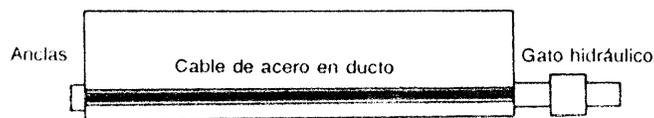
Hay tres tipos de concreto pre-esforzado. El primer caso es cuando el concreto se pre-esfuerza contra anclas fijas (figura 1). Como otra alternativa, el acero puede ser tensado contra un molde resistente en el que el concreto se cuela a su alrededor; cuando éste ha ganado suficiente resistencia los cables se sueltan y el concreto se comprime. Este segundo caso se llama pre-tensado porque el acero se tensa antes de colar el concreto (figura 2). En unidades postensadas el concreto es colado alrededor de las varillas de acero, alambres o torones en ductos que permiten su movimiento (tercer tipo); después que el concreto se ha endurecido lo suficiente, el acero se tensa usando un gato hidráulico (figura 3) <sup>[1]</sup>.



**Figura 1. Pre-esfuerzo contra anclaje fijo.**



**Figura 2. Estructura pre-tensada.**



**Figura 3. Estructura postensada.**

## **2.2. ACERO DE PRE-ESFUERZO.**

Se utiliza acero ordinario de alta resistencia fabricado en horno básico de oxígeno de corazón abierto o proceso de horno eléctrico. Debe ser estirado en frío para que se den las propiedades mecánicas deseadas. Las especificaciones mecánicas y de la composición química requerida se fijan de acuerdo a la norma ASTM A 648-94 <sup>[2]</sup> y se muestran en las tablas 1 y 2 a continuación:

**Tabla 1. Requerimientos químicos**

CARBONO, %	0.50 - 0.85
MANGANESO, %	0.50 - 1.10
FOSFORO, (MAX.) %	0.030
AZUFRE, (MAX.) %	0.035
SILICIO, %	0.10 - 0.35

**Tabla 2. Requerimientos mecánicos para el cable de diámetro de 6 pulgadas, clase 3.**

RESISTENCIA A LA TENSION MINIMA, (MPa)	RESISTENCIA AL ROMPIMIENTO, (KN) MIN.	RESISTENCIA AL ROMPIMIENTO, (KN) MAX.
1740	32.5	36.3

### **2.3. DETERIORO DE LOS PUENTES DE CONCRETO PRE-ESFORZADO.**

El deterioro de las estructuras de concreto pre-esforzado se puede dividir en dos grupos dependiendo de si se presenta en el concreto o en el acero que conforman la estructura. En el concreto, los diferentes tipos de agrietamiento, el descascaramiento, el ataque químico, los huecos y los estallamientos son la causa principal de su deterioro [3-5]. En el acero estructural, la corrosión es la causa más importante de la merma en sus propiedades y, consecuentemente, de las de la estructura.

#### **2.3.1. Deterioro del concreto.**

##### Agrietamiento

Una grieta se define como una separación incompleta en una o más partes, con o sin un espacio entre ellas [6], su peligrosidad en el concreto depende de su origen y de la variación de su longitud y ancho con el tiempo. Las causas más comunes son:

##### a) Secado rápido

Frecuentemente se producen agrietamientos como resultado del secado rápido del concreto en su etapa plástica. Las grietas normalmente son anchas pero superficiales y frecuentemente se encuentran espaciadas en intervalos regulares.

##### b) Contracción volumétrica

Algunas veces, después de secarse y endurecerse el concreto, se producen al azar grietas que suelen ser más finas y más profundas que las producidas por la contracción plástica, las cuales son producto de la contracción volumétrica que sufre el concreto cuando se endurece.

##### c) Reacciones químicas

Normalmente este tipo de agrietamiento se presenta cuando ocurren reacciones químicas entre los agregados minerales del concreto y del cemento. Las reacciones entre los álcalis del cemento o de fuentes externas con algunos agregados que

contienen sílice y piedras calizas, producen la carbonatación del concreto y la formación de silicatos alcalinos. Ambos tipos de reacciones provocan el agrietamiento y la disminución de la resistencia del concreto.

d) **Condiciones estructurales**

Por lo general, este tipo de agrietamiento es el producto de errores en los cálculos de diseño o de construcción que originan condiciones de trabajo que sobrepasan localmente la capacidad del concreto <sup>[5,7]</sup>.

Panales y bolsas de aire

Estos defectos se originan durante la construcción como resultado de una inadecuada consolidación o por fugas de mortero en los moldes durante el colado.

Estallamientos

Los estallamientos son depresiones superficiales que resultan de la ruptura de la superficie del concreto debido a presiones internas, comúnmente asociados con agregados que son susceptibles al congelamiento.

Ataque químico

La formación de sulfatos en el concreto es la forma más común de ataque químico. En el caso de puentes, el ataque de sulfatos en elementos pre-esforzados es más probable en ambientes marinos, debido a que el agua de mar es un medio muy agresivo para el concreto. La formación del sulfato de calcio y, principalmente, el ataque del sulfoaluminato de calcio, provocan la expansión y ruptura del concreto. Otro tipo de ataque químico que se llega a presentar es cuando existen sales de amonio en el ambiente, a menudo usadas como fertilizantes, las cuales son muy agresivas para el concreto, incluso en bajas concentraciones <sup>[5,7]</sup>. El nitrato de amonio es de particular interés debido a que también puede iniciar la corrosión bajo esfuerzo del acero de pre-esfuerzo <sup>[8]</sup>.

**2.3.2. Deterioro del acero.**

Todos los metales procesados tienen la tendencia a regresar a su estado natural o a su estado mineral original. El fierro no escapa de este designio de la naturaleza ya que en presencia de oxígeno, el acero tiende con el tiempo a oxidarse en compuestos similares a sus minerales. Infelizmente, los óxidos ferrosos son frágiles y con nula resistencia mecánica, muy poca adherencia y, por tal, deben ser considerados como negativos. Si la capa de óxido del acero se desprende de la superficie del metal, nuevos átomos de oxígeno reaccionarán con el fierro presente y lo volverán a oxidar, perdiéndose entonces espesor o sección efectiva de metal. Sin embargo, los aceros (aleaciones Fe – C), al oxidarse generan una capa de óxido que se desprende parcialmente y que puede proteger y mantener pasiva la acción degradante del oxígeno, ya que impide la formación de nuevos óxidos o de la penetración de la capa oxidada a través de la sección del componente metálico. Esta capa puede proteger de forma permanente al metal, si la misma no se desprende o si ésta no reacciona con otros compuestos. De esta manera, mientras el concreto no permita el acceso de

humedad con contaminantes a través de la porosidad o los agrietamientos, el acero embebido en él no sufrirá daño alguno ya que la acción corrosiva se mantendrá pasiva. Desafortunadamente, si el concreto cuenta con porosidad y con microgrietas, la permeación de humedad hacia su interior es inevitable y la probabilidad de dañar al acero de refuerzo se maximiza. En ese momento el concreto deja de proteger a la capa pasiva de óxido del acero y se inicia el proceso corrosivo del metal y la degradación del concreto.

Este proceso se describe adecuadamente con la reacción (1), la cual muestra la acción conjunta de humedad y oxígeno sobre el fierro para producir hidróxido de fierro.



Este hidróxido, producto de la reacción, se convierte más tarde en una mezcla de óxidos hidratados comúnmente conocida como herrumbre.

Aunque la reacción (1) es usualmente una representación completa del proceso de corrosión, no es particularmente informativa acerca del mecanismo por el cual tiene lugar la reacción. Es de ayuda considerar las reacciones (2) y (3) por separado.

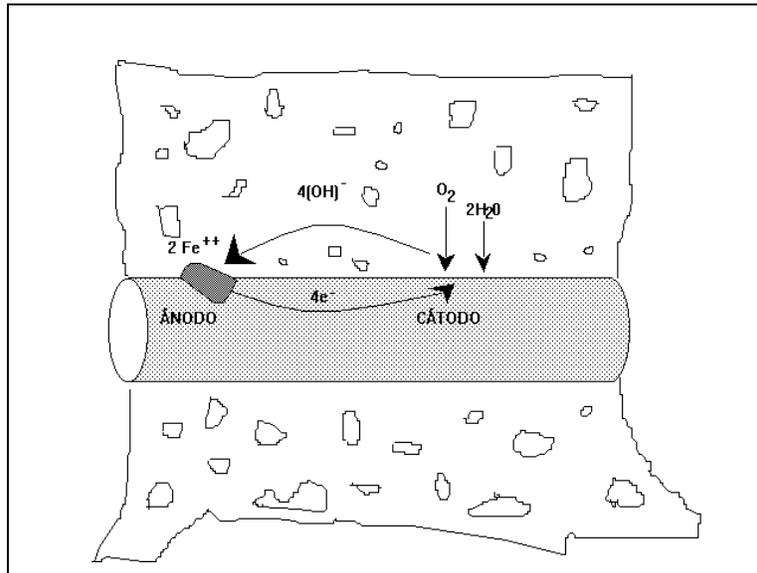


La reacción (2) representa la oxidación del fierro desde un elemento sin carga a un ión cargado positivamente junto con la liberación de electrones. La reacción (3) describe la reducción de las especies no metálicas y que corresponde a un proceso que consume electrones.

En terminología electroquímica, las reacciones de oxidación (liberación de electrones) son procesos anódicos, ellas se llevan a cabo en sitios sobre el metal llamados ánodos. Las reacciones de reducción (o consumidoras de electrones) se llaman procesos catódicos y tienen lugar en los cátodos.

Cada electrón que libera el metal, como resultado de una reacción anódica, se consume en una reacción catódica manteniendo la neutralidad eléctrica. Se puede notar que si las reacciones (2) y (3) se suman, los electrones de cada lado se cancelan y el resultado es la reacción (1). La figura 4 es una representación esquemática de estos

procesos. Cabe destacar que el circuito eléctrico se completa por el paso de iones a través del electrolito.



**Figura 4. Modelo simplificado de la corrosión del acero embebido en concreto.**

Para iniciar el proceso de corrosión, son necesarios cambios (reacciones) capaces de modificar el medio que rodea al cable de pre-esfuerzo y descomponer la capa superficial de protección (comúnmente llamada de pasivación). Después de estudios realizados en las construcciones, los dos procesos más comunes encontrados antes de que se origine la corrosión del pre-esfuerzo, son la carbonatación del concreto y la penetración de iones cloruro.

El proceso de carbonatación comienza con la penetración del bióxido de carbono ( $\text{CO}_2$ ), que reacciona en el concreto con los hidróxidos que aseguran el pH básico, provocando que éste disminuya. La reacción que describe este proceso es la siguiente:



Debido al avance de la carbonatación, el valor del pH del concreto que cubre los alambres de pre-esfuerzo, cae por debajo del valor que asegura la pasividad del acero y cuando el frente de carbonatación llega al metal, la capa pasiva se descompone y la corrosión comienza. A pesar de todo, en los puentes, la carbonatación no ha sido identificada como un problema serio, pero sí se ha encontrado en este tipo de estructuras, que la corrosión se inicia por el ingreso de iones cloruros <sup>[9]</sup>.

La cantidad de cloruros necesarios para destruir la capa pasiva del acero en el concreto es aún materia de discusión y estudio. Sin embargo, en general, se ha aceptado que una concentración de 0.2 % de iones cloruros por unidad de masa de cemento, marca el límite sobre el cual comenzará el proceso de corrosión en el acero. Así pues, para una mezcla de concreto que contiene 390 Kg de cemento/m<sup>3</sup>, la concentración crítica de cloruros corresponde a 0.78 Kg/m<sup>3</sup>. Por este motivo, en las nuevas construcciones de concreto pre-esforzado se mantiene la concentración de cloruros muy por debajo del 0.2%.

Como se esbozó brevemente con anterioridad, para que comience la corrosión del acero, se debe formar una celda electroquímica que necesariamente debe tener 4 elementos: un ánodo, donde ocurre la corrosión; un cátodo, el cual no se corroe; un electrolito, el cual es una solución capaz de conducir corriente eléctrica por flujo iónico; y un conductor, el cual conecta al ánodo y al cátodo. En el caso del acero embebido en concreto, los ánodos y los cátodos se presentan sobre el acero, el cual también actúa como conductor (figura No.4).

La velocidad de corrosión, en gran parte, es controlada por el tamaño de las áreas anódicas y catódicas, la distancia entre ellas, la concentración tanto de oxígeno como de humedad en el cátodo, la polaridad de la celda y la resistividad eléctrica del electrolito.

El mecanismo de corrosión del acero de pre-esfuerzo es fundamentalmente el mismo que el del acero de refuerzo. Sin embargo, la corrosión del acero de pre-esfuerzo tiene un efecto sobre el desempeño estructural de los puentes mucho más importante que el del acero de refuerzo.

## FACTORES PARA QUE SE PRESENTE LA CORROSION <sup>[80]</sup>

<b>pH &lt; 8,0</b> <b>Oxígeno</b> <b>Agua</b>	<b>PH &gt; 8,0</b> <b>Oxígeno</b> <b>Agua</b> <b>Cloruro</b>
---	---

## PARA QUE NO EXISTA CORROSION

<b>Evitar, fuera del concreto armado, alguna de las siguientes condiciones:</b>  <ul style="list-style-type: none"><li>- Oxígeno</li><li>- Agua</li><li>- Cloruros</li></ul>	<b>Introducir en el concreto armado alguna de las siguientes opciones:</b>  <ul style="list-style-type: none"><li>- Iones hidróxidos</li><li>- Potencial negativo sobre el acero</li><li>- Iones ferrosos</li><li>- Inhibidor</li></ul>
--	---

Así, los problemas de corrosión del acero estructural están íntimamente asociados con la ruptura de la capa pasiva del mismo, con el proceso electroquímico resultante de las variaciones del medio químico sobre las distintas interfaces concreto/acero y con las diferencias metalúrgicas y mecánicas del metal. Estas variaciones originan gradientes de potencial con flujo de corrientes eléctricas que llevan a la formación de áreas anódicas y catódicas que constituyen las celdas de corrosión. A continuación se listan los tipos más comunes de corrosión en los aceros para estructuras.

### 2.3.2.1. Corrosión localizada.

La corrosión localizada se presenta por la formación local de celdas electrolíticas que se incrementan conforme existen diferencias dentro del sistema. Estas diferencias pueden estar en la composición química del metal o en la del concreto, en las variaciones en los esfuerzos debidas a cambios en la microestructura del acero o en las diferencias en el ambiente que rodea al acero.

Las diferencias en la microestructura de los alambres pre-esforzados son poco probables, excepto cuando parte de los alambres han sido sometidos a dobleces muy agudos. Las partes endurecidas por trabajo mecánico son más anódicas que las del material no deformado. Por lo tanto, esto podría afectar al alambre trabajado en frío, ya que todo el alambre desde su manufactura es endurecido por trabajo mecánico, pero podría ser muy significativo en el acero templado y revenido. Quizás la forma más común de concentración de celdas de corrosión es la causada por las diferencias en el potencial de oxígeno. Estas se presentan en grietas cuando el acero queda al descubierto en contacto con el aire, cuando la porosidad del concreto varía, cuando se llenan deficientemente los conductos por los que se pasan los cables o cuando el contenido de humedad del concreto varía restringiendo la disponibilidad del oxígeno sobre la superficie del acero. En tales circunstancias, el acero expuesto se corroe conforme aumenta la concentración de oxígeno. Debido a que muchas de las situaciones descritas son inevitables, el daño se debe minimizar limitando el suministro de oxígeno de manera que desaparezca el potencial motriz y así, las reacciones quedan sofocadas.

Si el ataque localizado es independiente de la estructura cristalina, la corrosión es llamada corrosión por picadura. Si el ataque se concentra en los límites de grano, esta es llamada corrosión intergranular.

#### 2.3.2.1.1. Agrietamiento inducido por corrosión bajo esfuerzos

El agrietamiento por corrosión bajo esfuerzos, es otro tipo de corrosión altamente localizada que se define como el agrietamiento que resulta de la acción combinada de la corrosión y un esfuerzo de tensión estático <sup>[10]</sup>. El esfuerzo aplicado puede ser residual o externo. El efecto sobre el metal puede provocar una grieta intergranular, como la misma que ocurre en la corrosión intergranular; sin embargo, el agrietamiento por corrosión bajo esfuerzo, no se presenta en ausencia de esfuerzos, mientras que la corrosión intergranular sí. Otra diferencia con la corrosión intergranular, es que el agrietamiento puede ser transgranular, esto es, la grieta pasa a través de los granos individuales. Generalmente hay un esfuerzo crítico debajo del cual no se presenta el agrietamiento por corrosión y esfuerzo. La falla que produce este tipo de corrosión es súbita, sin deformación (fractura frágil) y consume poca energía de fractura.

Debido a que el acero de pre-esfuerzo se usa en estado de tensión, al menos en teoría, es susceptible al agrietamiento por corrosión bajo esfuerzo. En la práctica, se conocen muy pocos casos de corrosión bajo tensión <sup>[11]</sup> y se piensa que este tipo de corrosión es causado por nitratos <sup>[12]</sup>. Se ha encontrado que la corrosión bajo esfuerzo es de menor relevancia en el acero embebido en concreto contaminado por cloruros <sup>[10]</sup>.

Como en otros casos, en la corrosión bajo esfuerzo la velocidad de corrosión es controlada en gran parte por el tamaño de las áreas anódicas y catódicas, la distancia entre ellas, la disponibilidad del oxígeno, la humedad en el cátodo, la polaridad de la celda, la resistividad del electrólito y el nivel de esfuerzos.

### 2.3.2.1.2. Fragilización por hidrógeno.

La ductilidad del acero se reduce conforme se incrementa el contenido de hidrógeno y ésta puede provocar la fragilización y la falla súbita del acero. Los reportes de fallas en la literatura a menudo no distinguen entre la corrosión bajo esfuerzo y la fragilización por hidrógeno, aunque se establece como el mecanismo propio de agrietamiento y fragilidad en la punta de las grietas que desencadenan el fenómeno de corrosión bajo esfuerzo. En corrosión bajo esfuerzo y fragilización por hidrógeno, las fallas son súbitas con fracturas frágiles, pero el proceso que puede orillar a la fractura es fundamentalmente diferente. La corrosión bajo esfuerzo es el resultado de un proceso anódico, mientras que la corrosión por fragilización por hidrógeno es un proceso catódico <sup>[11]</sup>.

La fragilización por hidrógeno se distingue por presentar una baja deformación. El acero que ha sido fragilizado por hidrógeno presenta las siguientes características <sup>[13]</sup>:

La resistencia a la tensión es menor que la normal y refleja directamente la pérdida de la ductilidad causada por el hidrógeno.

- i) Las fracturas se pueden presentar en un amplio intervalo de esfuerzos, con poca dependencia del tiempo.
- ii) Hay un esfuerzo crítico debajo del cual no ocurren fallas.

Existen varias posibles fuentes de hidrógeno, pero la que resulta de las reacciones de corrosión es probablemente la de mayor importancia práctica. En el caso "normal", los átomos de hidrógeno que se forman en cada proceso corrosivo rápidamente se combinan con el hidrógeno molecular, el cual, a temperatura ambiente, es inofensivo al acero de pre-esfuerzo. En presencia de contaminantes tales como el ácido sulfhídrico y el dióxido de azufre, el hidrógeno es capaz de penetrar la celda unitaria del acero al provocar la presencia de hidrógeno atómico y acumularse preferentemente en inclusiones, los límites de grano y en los defectos propios de los aceros. Muy poca cantidad del ácido sulfhídrico (tan pequeño como unos pocos miligramos de gas por litro de solución acuosa) puede causar la corrosión y fractura del acero. Aunque el mecanismo no está perfectamente comprendido, los átomos de hidrógeno disueltos en la red metálica fragilizan al acero <sup>[14]</sup>. Generalmente, se piensa que la fragilización por hidrógeno sólo ocurre en un medio con un pH menor que 9 o 10 <sup>[11]</sup>. Esto es consistente con el desarrollo de celdas electrolíticas, las cuales son la primera causa de la falla. La reacción también ocurre en zonas con poco oxígeno, tal como en los puntos de contacto entre alambres o entre alambres y ducto <sup>[15,16]</sup>.

En otros casos de fractura frágil que han sido reportados, el hidrógeno fue absorbido por el acero durante su corrosión antes de ser tensado <sup>[17,18]</sup> y la falla ocurrió a las pocas horas de que se le aplicó la fuerza de tensión.

En general, el alambre estirado en frío tiene una menor tendencia a la corrosión bajo esfuerzo y a la fragilización por hidrógeno que los alambres templados y revenidos, siendo ambos de igual resistencia a la tensión <sup>[11,12, 15-18]</sup>.

#### 2.3.2.1.3. Corrosión en espacios confinados.

La corrosión de este tipo puede ocurrir cuando sobre la superficie del metal existe un espacio lo suficientemente resguardado que evita el acceso continuo del oxígeno a esa zona, creando celdas diferenciales de oxígeno que inducen a la corrosión del refuerzo.

Existen varias situaciones que pueden inducir a este daño. Entre ellas se puede mencionar la inyección con material epóxico en el concreto de grietas (estructurales o por corrosión), donde ya el medio agresivo ha llegado al refuerzo, siendo esta zona donde la corrosión se aceleraría por la falta de acceso de oxígeno. Otro ejemplo puede ser la corrosión de acero de refuerzo con revestimientos, como por ejemplo en el caso del uso de epóxicos, cuando la adhesión entre éste y el acero se ha deteriorado. Adicionalmente, si hay iones cloruro en el hormigón, éstos pueden acumularse en el intersticio resultante entre el recubrimiento y el acero. El pH dentro de ese espacio confinado disminuye y el proceso de corrosión se sigue agravando por un proceso autocatalítico, similar al de corrosión por picadura, lo cual origina una mayor pérdida de adherencia. El deterioro de la adherencia entre el acero y el recubrimiento se puede producir por daño mecánico (durante el doblado de las varillas) o por procesos electroquímicos que pudieran darse en el hormigón aún antes que los iones cloruros lo penetren <sup>[8]</sup>.

#### 2.3.2.1.4. Corrosión por fugas de corriente.

Las fugas de corriente o corrientes perdidas están definidas como las corrientes eléctricas que fluyen a lo largo de una trayectoria no deseada. La corrosión por fugas de corriente se presenta cuando al menos una parte de una corriente eléctrica fluye electrolíticamente. La corriente que entra a un conductor causa efectos catódicos, mientras que el punto donde sale se vuelve anódico (corrosión).

Las estructuras particularmente vulnerables a este tipo de corrosión son las asociadas con los rieles electrificados o con los sistemas de tranvías, las que pueden estar total o parcialmente enterradas en el suelo, como ocurre con las zapatas de pilas y los pilotes. De igual forma, este caso se puede dar en las plantas de generación o transmisión de energía, en las plantas químicas u otras instalaciones industriales en las que se manejan grandes volúmenes de líquidos eléctricamente conductores, en las estructuras donde hay una cantidad muy grande de soldadura, como son los recipientes nucleares, y en las estructuras marinas en las que el acero y el concreto trabajan de conjunto y en

las que el agua de mar actúa como electrólito. Ejemplos de este último caso, son las plataformas petroleras fuera de las costas, los bloques de anclaje, los muelles y los puentes flotantes. El acero de alta resistencia para pre-esfuerzo es más sensible a las corrientes perdidas que el acero normal, por lo que se requieren que lleven un buen aislamiento eléctrico. Hay pocos casos documentados de daños por corrientes perdidas en estructuras de concreto pre-esforzado, pero donde esto ocurra, las consecuencias podrían ser graves. Para mayor información consulte la referencia 18.

#### *2.3.2.2. Corrosión generalizada.*

La corrosión uniforme es el resultado de una pérdida generalizada de la película pasiva, por efecto de la carbonatación del hormigón y/o la presencia de excesiva cantidad de iones cloruro. También puede ocurrir por efecto de la “lixiviación” del concreto producida por la percolación y/o lavado por aguas puras o ligeramente ácidas.

#### *2.3.2.3. Corrosión galvánica.*

La corrosión galvánica ocurre cuando dos metales distintos están presentes en un electrólito. Debido a la diferencia de potencial que existe entre éstos, el metal más anódico será atacado y consumido. De igual manera, se podría producir hidrógeno en el cátodo si los dos metales están eléctricamente conectados fuera del electrólito. Este fenómeno se ha observado en la práctica cuando el acero de pre-esfuerzo entra en contacto eléctrico con un ducto galvanizado mal inyectado <sup>[11]</sup> que contiene bolsas de agua y aire. Esto significa que el hidrógeno atómico puede penetrar al acero y, consecuentemente, producir su fragilización.

Cuando se están seleccionando recubrimientos metálicos para los cables de pre-esfuerzo, es muy importante hacer un análisis probabilístico de las distintas condiciones que pueden desencadenar la corrosión galvánica.

### **2.4. FACTORES QUE FAVORECEN LA CORROSION EN EL CONCRETO PRE-ESFORZADO** <sup>[80]</sup>.

Estas son el conjunto de circunstancias que activan la acción corrosiva sobre el acero en el concreto. Como se mencionó con anterioridad, la corrosión sólo se provoca si el pH baja hasta valores ácidos (<7), por lo que serán pues, factores que afectan o desencadenan todos aquellos que den lugar a una neutralización del medio alcalino propio del concreto o bien, como es el caso de las fisuras, que supongan la ausencia de contacto entre el acero y el concreto.

Existen varios factores que favorecen ambos efectos en el proceso de corrosión de los cables de acero: La dosificación, la compacidad y la homogeneidad del concreto, así como su espesor, el estado superficial de la armadura y la humedad ambiental son los

factores que afectan este proceso. Por otra parte, los factores que desencadenan con más frecuencia la corrosión de la armadura son: altas tensiones mecánicas en el acero (creación de resquicios en fisuras), fugas de corriente, contacto galvánico entre dos metales, iones que rompen la capa que mantiene pasiva la corrosión ( $\text{Cl}^-$ ,  $\text{SO}_4^{2-}$ , etc.),  $\text{CO}_2$  atmosférico o cualquier líquido que neutralice la alcalinidad, lixiviación por aguas blandas y las fisuras.

#### **2.4.1. Dosificación del concreto.**

El concreto debe ser sólido, homogéneo, compacto, resistente y con poca porosidad, que garantice, además de sus significativas prestaciones mecánicas, la protección de la armadura de acero de la estructura a las acciones agresivas de los agentes externos.

La dosificación del concreto es un factor que influye de forma significativa en su comportamiento futuro como elemento protector del acero de refuerzo.

El concreto que envuelve las barras de acero de una armadura debe cumplir una doble función protectora: primero, como barrera física que se opone a la penetración de los agentes agresivos externos y, segundo, creando una capa que mantiene pasiva la corrosión sobre el acero – en virtud de su alcalinidad – que lo protege durante un tiempo indefinido. Teniendo en consideración estas dos funciones del concreto de recubrimiento del acero, es determinante dosificarlo por métodos que proporcionen su máxima compacidad, lo que significa garantizar su mínima porosidad.

La porosidad de la masa del concreto la aporta fundamentalmente la pasta de cemento endurecida y es a través de ella que el agua ejerce su función de transferencia de los elementos agresivos externos, razón por la cual la relación agua-cemento, el grado de hidratación y la cantidad de pasta son factores determinantes en la cantidad y tipos de poros en el hormigón.

Los conocimientos científicos actuales, avalados por la práctica de producción, recomiendan para el diseño de las mezclas de concreto tomar en consideración los siguientes factores que garantizan su máximo grado de compactación y, por ende, su durabilidad:

- a) La dosificación de la mezcla para garantizar el menor volumen de vacíos.
- b) La relación agua-cemento y su influencia sobre la consistencia y las propiedades finales del hormigón en estado fresco.
- c) El efecto de los aditivos sobre la relación agua-cemento y las propiedades del concreto.
- d) La influencia del grado de hidratación del cemento en la cantidad de poros del hormigón endurecido.
- e) La influencia de la “característica” de los áridos que se empleen en la calidad final del hormigón.

### **2.4.2. Compacidad y homogeneidad.**

La compacidad del concreto es la propiedad más importante a los efectos de su resistencia a la penetración de los agentes agresivos externos. Ella es inversamente proporcional a la porosidad y mientras más alta sea la primera, es mayor el grado de protección del acero de la armadura contra los ataques de los iones malignos. Está expresada por la cantidad de materia sólida que está contenida en una unidad cúbica o es la relación entre el volumen sólido y el volumen aparente total. Se mide como la relación entre la suma de los volúmenes absolutos de materias sólidas (grava, arena y pasta de cemento endurecida) contenidas en un metro cúbico de cemento, referido al volumen aparente del mismo. Por tal, la compacidad puede afectarse por un mezclado insuficiente y un mal transporte que influyen sobre la homogeneidad del concreto y propician la segregación de los materiales. De igual manera, la segregación puede producirse por un procedimiento deficiente en la colocación del concreto y/o inadecuado proceso de compactación.

Las mezclas muy compactadas son usadas en ambientes agresivos por la alta protección que brinda a la armadura (baja porosidad y alta alcalinidad). Sin embargo, un curado deficiente de estas mezclas impide la hidratación total del cemento induciendo esto a un déficit de formación de gel que se manifestará en un incremento de la porosidad y, por lo tanto, a una disminución de la compacidad.

Por otra parte, la homogeneidad del concreto es la cualidad por la cual los distintos componentes del mismo aparecen igualmente distribuidos en toda su masa, de manera tal que dos muestras tomadas de distintos lugares de la estructura fabricada con el mismo concreto, resulten prácticamente iguales. El concreto, por su origen, es un material heterogéneo y se puede lograr su homogeneidad mediante un adecuado proceso tecnológico de producción, transporte, colocación, compactación y curado; de tal forma que un hormigón que tenga una adecuada compactación y homogeneidad garantizaría la protección de la armadura en el ambiente específico para el cual fue diseñada la mezcla. En la práctica, para obtener esto se debe cumplir con una serie de actividades secuenciales, las cuales se encuentran íntimamente ligadas entre sí. Estas actividades son: buena selección y manejo de los materiales, buena operación de mezclado y buena calidad en la ejecución de los procedimientos de transporte, colocación, compactación, curado y donde sea aplicable, una cuidadosa operación de desmante.

### **2.4.3. Espesor de recubrimiento del concreto.**

El grado de protección que el concreto puede impartir a los cables de la estructura, no está necesariamente en función del espesor de la capa de concreto, sino de su impermeabilidad a la humedad. Por tal motivo, una buena compacidad y homogeneidad del concreto proporcionarán al cable pre-esforzado una adecuada protección,

independientemente de su espesor. El espesor del concreto debe ser calculado más en función del requerimiento estructural que el de protección.

## **2.5. DETECCIÓN DE DAÑOS EN PUENTES DE CONCRETO PRE-ESFORZADO.**

Cuando los puentes de concreto pre-esforzado se deterioran en algunas de las formas antes descritas, su capacidad estructural se puede ver afectada, sobretodo si el deterioro se debe a la corrosión del acero de pre-esfuerzo. Por esta razón, se han desarrollado algunas técnicas experimentales que buscan recolectar la mayor información sobre los daños en la estructura, para emprender acciones preventivas y correctivas que mantengan seguro su funcionamiento. Las más comunes van desde la simple inspección visual, hasta el empleo de pruebas no destructivas, tales como: ultrasonido, emisiones acústicas, radiografía, termografía, radar, entre otras técnicas y, en el último de los casos, hasta las pruebas destructivas como son: el análisis metalográfico y fractográfico de componentes individuales.

### **2.5.1. Inspección visual.**

Cualquier investigación de una estructura o de un componente individual empieza con una minuciosa inspección visual. Algunos de los daños serios que se pueden identificar a simple vista son <sup>[19,20]</sup>.

- 1.-El agrietamiento,
- 2.-Los lugares húmedos,
- 3.-El descascaramiento del concreto, especialmente en las zonas de anclaje o en otras áreas de altos esfuerzos,
- 4.-Las deflexiones o deformaciones inesperadas,
- 5.-Las manchas de óxido,
- 6.-Los defectos tales como las áreas porosas y los daños inducidos por el ambiente, tales como el descascaramiento por congelación del concreto, y
- 7.-La destrucción parcial o total de la estructura.

La figura 8 muestra el diagrama de flujo que se sigue para detectar y evaluar la corrosión del acero embebido en concreto a partir de una inspección visual minuciosa.

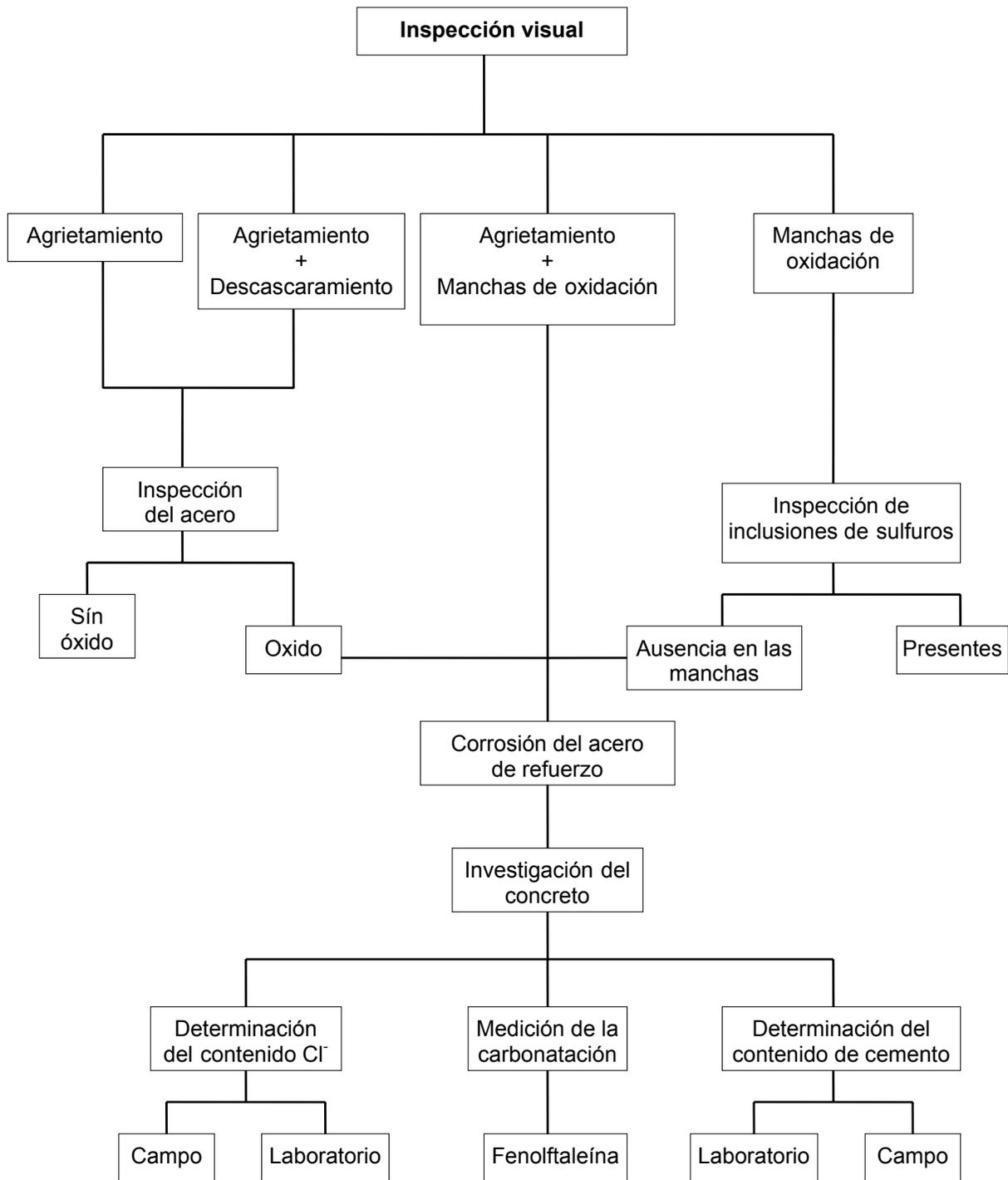
Normalmente, para facilitar su interpretación, los resultados de la inspección visual son reportados en formas elaboradas para este propósito y son acompañadas con fotografías de los daños más importantes.

Cuando se está llevando a cabo una inspección visual, las grietas que se observan se deben de describir con respecto a su localización, orientación y ancho. La profundidad también es importante, pero no siempre se puede determinar. Si la continuidad entre las grietas superficiales es incierta, se pueden aplicar líquidos penetrantes para verificar su interconexión <sup>[21]</sup>. La orientación de las grietas siempre se describen con respecto al eje principal del componente, empleando los términos: longitudinal, transversal, diagonal, o al azar. Generalmente, la anchura de las grietas se mide con un pequeño microscopio portátil con una escala grabada sobre uno de sus oculares. En este caso, es importante recordar que los bordes desmoronados o la humedad asociada con las grietas las

hacen más visibles y aparentemente más anchas. Por otro lado, es necesario tener particular cuidado con las superficies rugosas o uniformemente húmedas, ya que en éstas las grietas estrechas son difíciles de identificar.

En este tipo de inspecciones se localizan y ubican en un plano las áreas de pobre consolidación, los panales y los descascaramiento del concreto, calificando de alguna forma el grado de severidad o gravedad que presentan. Desde luego, el descascaramiento es fácil de reconocer, y a menudo el acero de refuerzo queda expuesto dentro del área de descascaramiento.

Algunas veces la corrosión del acero de refuerzo se puede detectar por las manchas de óxido sobre la superficie del concreto; sin embargo, se debe tener cuidado para evitar confusiones con las inclusiones de sulfuro de manganeso de algunos agregados o con la oxidación de los alambres de amarre <sup>[20]</sup>. En cuanto a las delaminaciones, normalmente no son visibles excepto cuando son poco profundas y hay una decoloración asociada con ellas.



**Figura 8. Diagrama de flujo para detectar y evaluar la corrosión del acero embebido en concreto.**

### **2.5.2. Medición del crecimiento de grietas.**

Para poder caracterizar y cuantificar el tamaño de las grietas que se generan en el concreto, se han desarrollado algunas técnicas <sup>[22,23]</sup> que permiten medir su crecimiento a través del tiempo. Cuando se conoce que el crecimiento de las grietas sigue una trayectoria recta, se pueden emplear varios tipos de transductores o extensómetros que se pegan a la superficie del concreto para dar una lectura directa de la traslación o rotación de la grieta. Estos dispositivos son relativamente económicos e indicados para hacer mediciones de largo plazo.

Actualmente existe una técnica que emplea fibras de vidrio químicamente atacadas, que permite detectar desde pequeños niveles de deformación hasta el agrietamiento y fractura de una estructura de concreto <sup>[24]</sup>. Estas fibras se fijan a la superficie del concreto y, con una fuente de luz con un detector en cualquier extremo de un grupo de fibras, revela la continuidad o la ruptura de las fibras como resultado del crecimiento de una grieta. Esta técnica podría volverse muy útil para monitorear las áreas críticas de una estructura.

Otra técnica que también se empieza a introducir emplea el principio de las franjas de Moiré <sup>[25]</sup> para medir automáticamente el crecimiento de grietas en el concreto. La técnica consiste en fijar sobre la superficie del concreto una rejilla con líneas equidistantes con una separación de aproximadamente 0.45 mm. Una segunda rejilla se sobrepone a la primera y se fijan 2 puntos de referencia. Al agrietarse o deformarse el concreto, la separación entre las líneas de la rejilla fija cambian con respecto a las de la rejilla sobrepuesta, provocando un patrón de franjas de Moiré. Los patrones de Moiré se filman, digitalizan y mediante un programa de cómputo que aplica el análisis de Fourier para determinar el tamaño de las grietas.

### **2.5.3. Inspección de las áreas inaccesibles.**

Algunas veces es necesario emplear instrumentos que permitan inspeccionar las áreas inaccesibles al ojo humano. Esta situación puede aumentar cuando es necesario inspeccionar el interior de las trabes cajón o las losas huecas postensadas. En lugares donde hay poco espacio (aproximadamente 25 mm), se puede emplear una sonda conocida como endoscopio, la cual transmite una luz a través de una fibra óptica para iluminar las áreas de interés, y la imagen es remitida al ojo por un sistema de lentes. La principal desventaja del endoscopio es que el ángulo y el campo de observación son poco profundos, por lo que su visibilidad es limitada.

En huecos más grandes, hechos con una perforadora, se pueden hacer observaciones visuales con la ayuda de una linterna y un espejo o un periscopio. Esta técnica se ha empleado en la inspección de áreas inaccesibles entre los extremos de las trabes y el

lastre de la pared de apoyo <sup>[26]</sup>. Aunque es difícil contar con el equipo indicado para esta tarea, también se usan cámaras de video.

#### **2.5.4. Exposición del acero de pre-esfuerzo.**

Cuando se sospecha la corrosión del acero de pre-esfuerzo o una deficiente inyección de mortero en los ductos, se puede llevar a cabo una exposición selectiva del acero. Sin embargo, esta decisión no se puede tomar a la ligera, ya que es cara y siempre existe el peligro de dejar huecos en la reparación y, por lo tanto, se podría acelerar la corrosión. También, el nuevo concreto en las áreas restauradas podría no quedar pre-esforzado.

En las estructuras de concreto pre-esforzado, lo principal es localizar la corrosión, establecer su nivel de gravedad y determinar la condición del acero de pre-esfuerzo en los puntos de máximo esfuerzo. Con el fin de determinar las peores condiciones, la decisión de donde perforar agujeros para inspeccionar el acero de pre-esfuerzo se basa en las indicaciones visuales, tales como las manchas de oxidación o los lugares húmedos y en los resultados de las pruebas del contenido de cloruros y las mediciones de los potenciales de media celda. El cuidado en la exposición del acero es esencial. En trabes pre-tensadas, la localización de los tendones con frecuencia pueden determinarse mediante un instrumento electromagnético. En estructuras postensadas puede ser difícil localizar los cables aún cuando se tengan disponibles los planos de la estructura. Se debe de tener cuidado en no perforar el ducto, debido a que la integridad y condición de la lechada es una pieza importante de la información. Cuando se encuentra la lechada, normalmente se toma una muestra para el análisis de su contenido de cloruros. Cuando se encuentra un hueco en el ducto, se puede usar un endoscopio para determinar la extensión del hueco <sup>[27]</sup>.

Donde el acero quedó al descubierto, se debe de registrar el tipo de corrosión. En el registro se debe distinguir entre la corrosión por picado y la corrosión general, observando la profundidad de las picaduras y las pérdidas de la sección transversal. La ausencia de corrosión no se debe de interpretar como un indicador de que el torón completo está libre de ella, debido a que solamente se pudo haber expuesto el área catódica del torón (área sin corrosión). Por lo tanto, es importante que la interpretación de los torones expuestos la hagan profesionales experimentados.

Algunas veces es necesario remover secciones de los torones de las estructuras corroídas para su análisis en el laboratorio. Por supuesto, la remoción se debe de realizar bajo la dirección de un ingeniero estructural. Cuando los torones son expuestos o removidos, los huecos se deben de rellenar con un concreto denso o con un mortero polimérico. Se debe recordar que, con esto, existe el riesgo de la creación de nuevas celdas de electroquímicas debido a las condiciones heterogéneas en el medio.

### **2.5.5. Métodos de sonido.**

Algunos de los daños que se producen en las estructuras de concreto pre-esforzado durante su vida en servicio, se pueden detectar por su respuesta a una onda de sonido o bien ellos mismos pueden producir un sonido característico (emisión acústica).

#### *2.5.5.1. Método de sonido por excitación mecánica.*

Este método es comúnmente empleado para identificar las delaminaciones en el concreto, las cuales, se pueden detectar al escuchar un sonido sordo característico después de golpear la superficie del concreto con un martillo o con una barra de hierro.

Normalmente, las áreas con delaminaciones se marcan directamente sobre la estructura y más tarde se registran en un plano. Donde hay una gran cantidad de pequeñas delaminaciones, esto puede consumir mucho tiempo e incrementa la posibilidad de que el operador distorsione la información por cansancio. Para evitar esto, se han desarrollado instrumentos electrónicos portátiles que permiten eliminar el juicio subjetivo del operador y proporciona un registro directo de las áreas delaminadas [25]. El procedimiento normalizado para realizar esta prueba se describe en la norma ASTM D 4580-86.

#### *2.5.5.2. Técnicas de bajas frecuencias.*

El golpeo de la superficie del concreto con un martillo es un claro ejemplo del uso del sonido como medio de inspección. En general, cualquier técnica sonora en el rango audible (100-10000 Hz) o inferior a éste, se considera de baja frecuencia.

La capacidad para usar ondas de sonido para detectar defectos o discontinuidades en un material, está basada sobre el hecho de que los límites entre los defectos y el material ofrecen diferentes resistencias al paso de las ondas. Por lo tanto, los límites actúan como sitios de reflexión parcial de las ondas de energía. La naturaleza del retorno de la señal indica la localización y el tipo de la superficie reflejada.

El concreto es un material heterogéneo que tiene un gran número de fronteras internas, y los pulsos de alta frecuencia son sometidos a una atenuación considerable. Por consiguiente, para su inspección se utiliza la técnica conocida como transmisión de pulsos o velocidad de pulsos. Esta técnica implica la medición del tiempo que toma transmitir un pulso de energía a través de un miembro de la estructura. La velocidad de los pulsos sólo depende de las propiedades elásticas del material y se puede determinar de la siguiente relación:

$$V_c = \sqrt{\frac{E}{d}} \quad (5)$$

donde:

$V_c$  = Velocidad de la onda

$E$  = Módulo elástico dinámico

$d$  = Densidad.

Un tratamiento matemático más completo de la derivación de la ecuación anterior se encuentra en el trabajo de Manning <sup>[19]</sup>. En estas técnicas, un aspecto importante es que la velocidad de la onda es independiente de la geometría del material que se inspecciona.

#### 2.5.5.2.1. Técnicas de pulsos-velocidad.

Para detectar defectos en estructuras de concreto pre-esforzado con estas técnicas, se emplean aparatos que miden la velocidad de los pulsos de ultrasonido. Por un lado, se produce el sonido y por el otro, se registra el tiempo que tarda el pulso de sonido en atravesar un componente de concreto. Los pulsos generados producen frecuencias de vibración que están en el intervalo de 20 a 50 Hz, dependiendo del modelo del equipo. Los pulsos son repetidos a una velocidad de 50 a 150 Hz. Los equipos que operan a una frecuencia de 50 Hz no son recomendables para el uso de secciones menores de 150 mm de espesor y los que operan a 20 Hz su uso se debe limitar a secciones de más de 300 mm de espesor <sup>[28]</sup>.

El contacto de los transductores con el concreto se hace por medio de un acoplador acústico que puede ser una jalea de petróleo o una pasta de caolín-glicol. Si la superficie del concreto está muy rugosa se puede hacer una superficie lisa usando una capa delgada de yeso de París o un mortero epóxico de secado rápido. Un transductor similar está acoplado al concreto a una distancia medida del transductor transmisor que actúa como receptor, de manera que el tiempo de viaje entre los dos se mide electrónicamente.

Hay tres maneras de medir la velocidad del pulso a través del concreto. En el método de transmisión directa, el transductor está conectado a la cara opuesta del miembro estructural. Este método se prefiere cuando es posible el acceso al lado opuesto del componente, ya que esto proporciona una trayectoria bien definida y una máxima sensibilidad. Algunas veces la geometría de los componentes requiere que se use el método semidirecto, en el cual los transductores están conectados en las superficies adyacentes (segundo método). El tercer método se utiliza cuando sólo se tiene acceso a una superficie y los transductores se colocan sobre la misma. En todos los métodos, la velocidad de propagación de los pulsos a través del concreto se ve afectada por el

acero de refuerzo. Sin embargo, el análisis de respuesta de los pulsos permite evaluar de manera segura la calidad del concreto. Esto se debe a que la velocidad de la onda de sonido se reduce por la presencia de porosidad (la cual afecta la resistencia) y por el agrietamiento interno, lo cual comúnmente es asociado con el deterioro del concreto. La capacidad de las mediciones de sonido para detectar la porosidad también se puede usar para definir áreas de consolidación incompleta.

Construyendo una curva de calibración del concreto que se está investigando, que correlacione la velocidad de los pulsos con la resistencia a la compresión del concreto, se puede predecir la resistencia del concreto dentro de un +/- 20% de error. Las mediciones de la velocidad de los pulsos se pueden emplear para detectar huecos <sup>[29]</sup> y grietas, siempre y cuando las grietas sean aproximadamente perpendiculares a la dirección de la propagación del pulso.

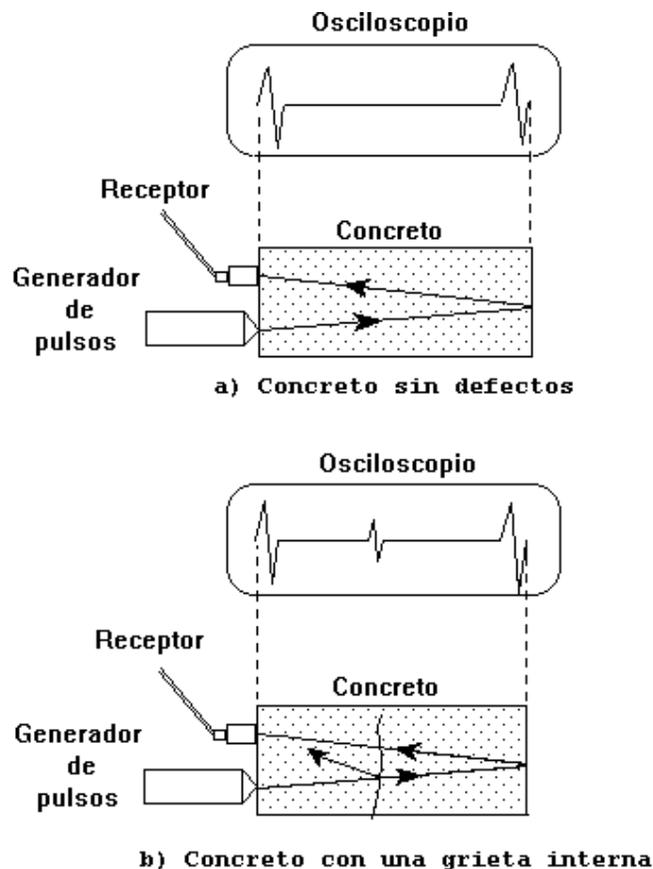
Aunque las técnicas que miden la velocidad de los pulsos son útiles para la evaluación de defectos en el concreto, estas proporcionan poca información acerca del acero embebido en el concreto. De hecho, debido a que la velocidad de la onda en el acero es de 1.2 a 1.9 veces la del concreto simple, la presencia del acero puede hacer extremadamente difícil la interpretación de los datos. Idealmente, se debe de seleccionar una trayectoria para evitar la influencia del acero de refuerzo, aunque esto, en la práctica, es poco probable en estructuras reales. Por consiguiente, es necesario aplicar factores de corrección para las mediciones realizadas. Cuando el eje de las varillas de refuerzo es perpendicular a la dirección de la propagación de la onda y la cantidad del acero de refuerzo es pequeña, la influencia del refuerzo también es pequeña. Cuando el eje de las varillas de refuerzo es paralelo a la propagación del pulso, la influencia del acero de las varillas puede ser importante. Normalmente, los métodos para calcular los factores de corrección están integrados en los equipos. Existe una amplia variedad de publicaciones en las que se tratan algunos procedimientos simples de inspección <sup>[25-30]</sup>. En el caso del refuerzo paralelo al pulso, es casi imposible hacer correcciones seguras. Además, los factores de corrección suponen un conocimiento del tamaño y localización de las varillas de refuerzo, lo cual no siempre está disponible para las estructuras en el campo.

#### 2.5.5.2.2. Técnicas de pulsos-eco.

En esta técnica, la fuente de pulsos y el transductor receptor están montados sobre la misma superficie. El receptor monitorea la reflexión del pulso de los defectos internos y las fronteras externas, como se muestra en la figura 9. Si la velocidad de los pulsos se conoce, la distancia de un defecto o interferencia puede calcularse. Las técnicas convencionales pulsos-eco que se usan sobre el acero y otros materiales homogéneos, no se pueden aplicar directamente al concreto debido a su composición heterogénea y a la severa atenuación de los pulsos de alta frecuencia <sup>[31]</sup>. Se han reportado continuos

progresos en los estudios enfocados a la detección de defectos a nivel laboratorio, los cuales están siendo completados con estudios de patrones de ecos y con el desarrollo del equipo portátil para su uso en campo <sup>[32]</sup>. Por muchos años se ha empleado un dispositivo de pulsos-eco que utiliza un martillo Schmidt para transmitir una onda de baja frecuencia en el concreto, particularmente para la valoración de los daños por fuego y para la evaluación de las reparaciones que implican la unión del nuevo concreto con el viejo <sup>[33]</sup>.

Aunque las técnicas de baja de frecuencia son rápidas y realmente no destructivas, tienen una limitación práctica en su uso. A menudo no es posible usar el modo de transmisión directa debido a que una de las superficies no es accesible y la interpretación de los resultados se complica por la gran cantidad de acero que se encuentra en los puentes. A pesar de estas limitaciones, los métodos de baja frecuencia se pueden usar con ventajas para identificar y diagnosticar los defectos en las estructuras pre-esforzadas. Además, se puede anticipar que sus utilidades se pueden incrementar por los avances en las técnicas de procesamiento de señales.



**Figura 9. Ejemplo de los pulsos-eco reflejados cuando se presenta un defecto en el material.**

### **2.5.6. Métodos eléctricos.**

Actualmente, los métodos eléctricos empleados en el campo están limitados a los métodos de resistencia y de potencial. Sin embargo, en el laboratorio se han realizado estudios de polarización para la medición de la velocidad de corrosión <sup>[34,35]</sup> y se están desarrollando para su aplicación en campo <sup>[36,37]</sup>. Las mediciones de alta frecuencia también se han empleado en el laboratorio para medir la humedad del concreto <sup>[38]</sup>.

#### *2.5.6.1. Pruebas de resistencia eléctrica.*

Una de las primeras aplicaciones de las pruebas de resistencia eléctrica fue desarrollada en California de un método para medir la permeabilidad de los sellos de las juntas de los puentes <sup>[39]</sup>. El método supone que cuando se emplea un material dieléctrico para sellar la superficie del concreto, su resistencia eléctrica es una medida de su impermeabilidad. El procedimiento implica la medición de la resistencia entre el acero de refuerzo y una esponja sobre la superficie de concreto; el método estandarizado lo describe la norma ASTM D 3633. El método se puede aplicar a cualquier elemento con una capa impermeabilizada no conductora, previendo que el acero de refuerzo no contenga ningún recubrimiento epóxico.

Debido a que la resistividad es uno de los factores que controlan la velocidad de corrosión del acero en el concreto, recientemente se ha incrementado el interés por determinar la resistividad del concreto. Cuando la resistividad se incrementa, las corrientes de corrosión decrecen de tal manera que la corrosión no tiene importancia práctica en el concreto seco. Con el fin de eliminar los efectos de polarización todas las mediciones de resistividad se deben hacer con un medidor de corriente alterna.

La resistividad normalmente se mide por el método de cuatro electrodos, muy común en las pruebas de geofísica. Una de las desventajas del método de prueba es que dominan los efectos de superficie, mientras la resistividad al nivel del acero es la de mayor interés. El procedimiento de prueba y la manera de calcular la resistividad se describe en la referencia <sup>[19]</sup>.

La humedad del concreto normalmente tiene una resistividad del orden de 10,000 ohm-cm <sup>[34]</sup>. Los valores de la resistividad asociados con la actividad de corrosión son algo inciertos. Algunas observaciones en estructuras marinas de California indican que cuando la resistividad excede los 60,000 ohm-cm, no se presenta la corrosión. Sin embargo, en otro estudio <sup>[40]</sup> la corrosión fue detectada por debajo de los 60,000 ohm-cm. La tabla 3 resume los resultados de Cavalier y Vassie <sup>[41]</sup>, quienes han realizado extensos trabajos sobre la relación de la resistividad del concreto con la corrosión de sus partes de acero.

**Tabla 3. Interpretación de las mediciones de resistividad <sup>[41]</sup>.**

Resistencia del concreto $\Omega$ -cm	Pronóstico de corrosión
Más de 12,000	Normalmente no hay signos.
Entre 5000 y 12000	Probable.
Menos de 5000	Casi seguro.

Las cifras de la tabla 3, suponen que el concreto contiene suficientes iones cloruro para iniciar las reacciones de corrosión. Otro trabajo publicado en Inglaterra <sup>[42]</sup> ha sugerido que es improbable que la corrosión se presente en el concreto con una resistividad de 20,000 ohm-cm y es necesario soportar la actividad de corrosión en el intervalo de resistividad de 5,000 a 10,000 ohm-cm. Es necesario desarrollar más trabajo experimental para poder emplear las mediciones de resistividad como un indicador seguro de la existencia de condiciones de corrosión en un puente; esto, a pesar de que el método proporciona información útil para suplir las mediciones de potencial.

Aunque alguna vez se pensó que las mediciones de resistencia eléctrica podrían emplearse para detectar la reducción de la sección transversal de un acero de refuerzo o de pre-esfuerzo, la dispersión de los datos fue tan grande que hizo el método poco práctico. Además, debido a que la mayoría del acero en la estructura es eléctricamente continuo, es probable que los múltiples circuitos que se forman afecten los resultados <sup>[43]</sup>.

#### 2.5.6.2. Pruebas de potencial.

Cuando el acero se corroe en el concreto, existe sobre el acero una diferencia de potencial entre las áreas de media celda anódicas y las áreas de media celda catódicas. El potencial de corrosión de media celda puede medirse por comparación con una celda de referencia normalizada, la cual tiene un valor constante conocido. Normalmente, en el trabajo en campo, se usa una celda de Cu-CuSO<sub>4</sub> debido a que es robusta, económica y segura. La diferencia de potencial entre el acero de las varillas de refuerzo y la celda de referencia se mide a través de un voltímetro de alta impedancia. Esto se hace conectando una salida del voltímetro al acero de refuerzo y la otra salida con la celda de referencia; el potencial del electrodo se mide en cualquier posición moviendo la media celda sobre la superficie del concreto de manera ordenada. La celda se puede

usar vertical hacia abajo, horizontal o vertical hacia arriba, cuidando que la solución de cobre esté en contacto todo el tiempo con el tapón poroso y la barra de cobre de la celda. Una descripción más completa del equipo y los procedimientos de prueba se encuentran publicados en la norma ASTM C 876. Con el fin de detectar todas las áreas anódicas, se requiere hacer mediciones aproximadamente cada 150 mm <sup>[44]</sup>. Esto particularmente es importante cuando se está trabajando sobre las traveses de concreto pre-esforzado donde las celdas de corrosión no son muy comunes. Algunas de las consideraciones prácticas aplicadas a los procedimientos de prueba se discuten en el trabajo de Kusenberger y Barton <sup>[43]</sup>.

El criterio general para interpretar las mediciones de potencial, según la norma ASTM C876-80, se muestra en la tabla 4.

**Tabla 4. Interpretación de las mediciones de potencial <sup>[44]</sup>.**

<b><math>E_{corr}</math> (Cu/CuSO<sub>4</sub>)</b>	<b>Probabilidad de corrosión</b>
Más negativo que -0.35 V	Mayor del 95%
Más positiva que -0.20 V	Menos de 5%
-0.20 a -0.35 V	Aproximadamente 50%

Pruebas en campo y en el laboratorio han mostrado que la corrosión puede ocurrir cuando se tiene un potencial cercano a -0.20 V. Para lograr una mejor interpretación de los datos, se recomienda inspeccionar los gradientes de potencial sobre la estructura y, aunque no se han establecido criterios definitivos, generalmente se coincide que diferencias de potencial de más de 50 mV son significativas y diferencias de 100 mV son indicativas de la actividad de corrosión. Si se obtienen lecturas positivas del potencial, generalmente esto indica que hay poca humedad en el concreto y las lecturas no se deben considerar válidas. Es importante reconocer que las mediciones de media celda, indican el potencial de corrosión en ese momento, pero no dan información acerca de la velocidad de corrosión. La velocidad de corrosión del acero en las estructuras de los puentes es, ante todo, controlada por la resistividad del concreto y la disponibilidad del oxígeno sobre la superficie del acero. Por consiguiente, es posible tener una condición de un alto potencial pero lenta velocidad de corrosión. Esto también se debe de reconocer, especialmente cuando se está trabajando en las estructuras de concreto pre-esforzado, ya que el potencial que se está midiendo es del acero que está más cercano a la celda. Si las mediciones se hacen sobre la mayoría de la estructura

pre-tensada, el potencial que se está midiendo es el del acero de refuerzo. Esto puede, de hecho, ser información útil si los potenciales indican que no hay actividad de corrosión. Bajo tales circunstancias, es probable que el acero de pre-esfuerzo embebido más profundamente también no esté corroído. Si se requiere el potencial del tendón, se debe perforar de tal manera que la celda se pueda colocar en un lugar próximo al tendón. A menos de que se pueda demostrar que existe continuidad eléctrica entre un tendón y otro acero, el voltímetro se debe de conectar directamente sobre el tendón. Si el potencial del ducto postensado se mide, el ducto se debe de abrir y colocar la celda sobre la lechada inmediata al acero postensado. Se debe de tener mucho cuidado en medir el potencial del tendón y no el del ducto, ya que el ducto se puede estar corroyendo mientras el tendón no.

La medición del potencial es la única prueba no destructiva disponible que mide directamente la actividad de corrosión. La prueba es rápida, económica y relativamente fácil de llevar a cabo. Cuando se interpreta en conjunción con los datos de otras pruebas, tales como la resistividad y el contenido de cloruros, ésta puede ser extremadamente útil en la evaluación de la gravedad de la corrosión en la estructura.

### **2.5.7. Métodos magnéticos.**

La principal aplicación de los métodos magnéticos en las pruebas de estructuras de concreto está en la determinación de la posición del acero de refuerzo. Aunque no es estrictamente una técnica para detectar defectos o daños, con frecuencia se usa para detectar daños inducidos por corrosión<sup>[44]</sup> localizados en las varillas de refuerzo.

Existen varios dispositivos portátiles diseñados para detectar la posición de las varillas de refuerzo y medir la profundidad del recubrimiento (carpeta asfáltica o de concreto). El principio de operación de estos detectores se basa en que el campo magnético que genera una batería entre los dos polos de una sonda de prueba es proporcional al cubo de la distancia entre las caras de los polos. Cuando un material magnético está presente (por ejemplo, las varillas de refuerzo o un ducto de pre-esfuerzo metálico), el campo magnético se distorsiona. El grado de distorsión está en función de la masa del acero y de su distancia a la sonda de prueba. La distorsión es registrada en un medidor, el cual está calibrado para indicar directamente la distancia entre la sonda de prueba y el acero.

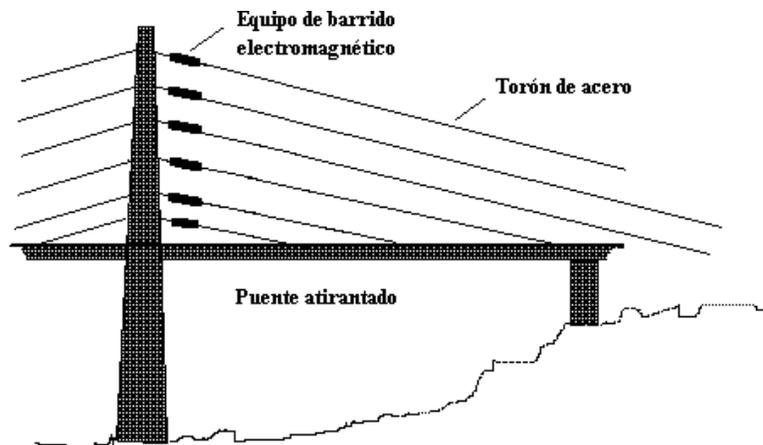
Para una mayor precisión de los resultados, los ejes de la sonda deben ser paralelos al acero que se está midiendo. A la inversa, cuando la orientación del acero es incierta, ésta se puede determinar girando el probador sobre la superficie del concreto hasta obtener la máxima distorsión. Cuando esto sucede, el eje de la sonda coincide con la dirección del acero de refuerzo.

Estos instrumentos dan resultados satisfactorios en puentes ligeramente reforzados, pero en miembros con gran cantidad de acero, tales como las traveses pre-tensadas, el efecto del acero de pre-esfuerzo no se puede eliminar, y es virtualmente imposible

obtener resultados seguros. Las varillas paralelas y los tendones también influyen en la lectura del medidor si su espacio es menor de dos a tres veces el espesor del recubrimiento <sup>[45]</sup>. Una complicación adicional surge cuando algunos de los constituyentes del concreto son magnéticos y provocan que la medición del recubrimiento sea menor que la del recubrimiento real.

En general, los métodos magnéticos también se han aplicado con bastante éxito en pruebas no destructivas para la detección de la pérdida de sección o la fractura del acero de pre-esforzado y han dado muy buenos resultados en la inspección de los torones de los puentes atirantados <sup>[43]</sup> (figura 10). En este último caso, los equipos que se han desarrollado aplican de un campo magnético estático sobre el torón por medio de un electromagneto grande de corriente directa y un registrador con un sensor de campo magnético. Como el sensor se mueve paralelo al torón, las perturbaciones magnéticas que se detectan se pueden relacionar con los defectos del acero del torón (grietas, porosidad, corrosión) y mediante el desarrollo de patrones de referencia, se distinguen los daños y las características normales o propias del torón.

En el caso de estructuras más complejas, tales como traveses pre-tensados o losas postensadas, es difícil que se pueda emplear esta misma técnica para inspeccionar su acero de pre-esfuerzo, por la cantidad de interferencias que habría.



**Figura 10. Puente atirantado monitoreado con un equipo de barrido electromagnético.**

### **2.5.8. Métodos químicos.**

Los principales métodos químicos que se aplican en las estructuras de concreto son la determinación de la profundidad de la carbonatación y el contenido de iones cloruro. Ambas técnicas se usan para establecer si la capa pasiva del acero de refuerzo se ha destruido.

#### *2.5.8.1. Prueba de carbonatación.*

La profundidad de la carbonatación del concreto se puede medir aplicando una solución con 2% de fenolftaleína en etanol <sup>[34]</sup> sobre la superficie fresca de un corazón de concreto fracturado. La fenolftaleína es un indicador del pH que cambia su color cuando éste tiene un valor cerca 10. Las áreas color magenta representan el concreto no carbonatado, mientras que las áreas incoloras, muestran el concreto carbonatado. Para evitar interferencias, la medición se debe hacer tan pronto como se exponga la fractura fresca del concreto.

#### *2.5.8.2. Determinación del contenido de cloruros.*

Normalmente, el contenido de cloruros en el concreto se determina en el laboratorio por vía húmeda. Sin embargo, el método de muestreo afecta las operaciones en el campo, por lo que también se ha intentado analizar el contenido de cloruros en lugar de la inspección <sup>[46]</sup>.

La perforación de corazones es el método más simple para la determinación del contenido de cloruros. Los corazones son seccionados, pulverizados y analizados en el laboratorio. Para eliminar el trabajo de separación y la pulverización en el laboratorio, en el campo se puede utilizar un martillo rotatorio para pulverizar la muestra. Si se desean muestras de varios lados, se perfora un agujero hasta que se alcance la profundidad requerida y el material pulverizado se junta y coloca en un contenedor sellado. El agujero se limpia minuciosamente con una aspiradora antes de que se perfore la siguiente muestra. Algunas veces sólo es de interés medir el contenido de cloro al nivel del acero de refuerzo o de pre-esfuerzo. Cuando éste es el caso, se perfora un agujero al nivel del acero, se limpia y se recolecta la muestra como ya se describió.

Aunque la pulverización en el campo ofrece las ventajas de rapidez y economía, se requiere considerable cuidado para prevenir la contaminación de las muestras. Por otro lado, se debe verificar y estar seguro de que todas las muestras pasen por la malla 50 (300 micras) antes de analizarse. En algunos casos, puede ser necesario un periodo corto de pulverización en el laboratorio.

### **2.5.9. Radiografía.**

El principio de la radiografía se basa en el grado de absorción de la radiación (típicamente rayos X o rayos gama) que pasa a través de un material de densidad variable. Las partes más densas absorben más radiación que las partes menos densas. La mayoría de las aplicaciones de las técnicas radiográficas, implican la transmisión de una onda de energía en vez de la reflexión o refracción que utilizan otros métodos. Se pueden usar técnicas de retrodispersión cuando sólo uno de los lados es accesible, aunque este método es muy complejo y difícil de interpretar con respecto al de transmisión directa.

Las dos técnicas experimentales más empleadas son la radiografía y la radiometría. En la radiografía, la radiación de salida es detectada con una emulsión fotográfica y las variaciones en la densidad de la película expuesta reflejan la estructura interna del material que se está inspeccionando. En la radiometría, las variaciones en la intensidad gama son detectadas por detectores de radiación, tales como el contador Geiger.

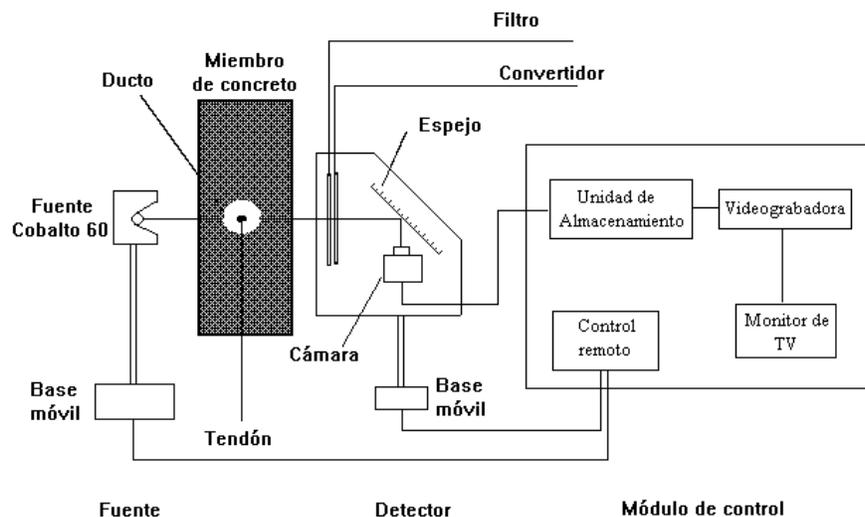
Se ha investigado la radiografía con rayos gama desde una fuente de cobalto 60 para detectar variaciones en la consolidación en miembros de hasta 450 mm de espesor, localizando el acero de refuerzo, midiendo la extensión de la corrosión y evaluando la calidad de la lechada en los ductos de las estructuras postensadas <sup>[38,47-50]</sup>. En espesores más grandes que 450 mm, la necesidad de un tiempo más largo de exposición hace el proceso no rentable <sup>[51]</sup>.

La mayor aplicación de la radiografía gama es para detectar huecos en los ductos en las estructuras de concreto postensado. En un trabajo de laboratorio en Inglaterra <sup>[52]</sup> se demostró que la radiografía podría detectar huecos en ductos inyectados con mortero tan pequeños como 5 mm en las trabes de concreto de 125 mm de espesor. Esto también se ha usado en el campo sobre secciones de hasta 400 mm de espesor. Lo anterior ha sugerido que la radiografía es más útil para localizar y determinar la amplitud de las cavidades en el concreto <sup>[52]</sup>. El procedimiento es caro debido al tiempo consumido por cada radiografía, típicamente se requiere un tiempo de exposición de cerca de una hora para cubrir un área aproximadamente de 300 mm x 400 mm. Por otra parte, el uso de la radiografía puede generar fuerte oposición del público en general, por el uso de fuentes radioactivas; además de requerir normas y procedimientos de seguridad muy estrictos.

En Francia se ha tenido la mayor parte de la experiencia en radiografía en campo, donde ésta se ha usado desde 1968 para la localización de los cables pre-tensados, la detección de defectos en los cables y la inspección de la calidad de la inyección del mortero en los ductos <sup>[53]</sup>. El equipo que se ha desarrollado y utilizado, cuenta con un sistema que hace posible la inspección en detalle de los cables en las trabes cajón, en secciones y en la losa de los puentes postensados <sup>[54]</sup>. El instrumento consiste de una

fuelle radioactiva, un detector y un módulo de control remoto, como se ilustra en la figura 11. El detector incluye un filtro, un convertidor (el cual forma una réplica óptica de la radiación incidente), un espejo y una cámara de bajo nivel de luz. La fuente y el detector están montados sobre plataformas móviles, las cuales se pueden operar por control remoto desde el módulo de control. El módulo de control también incluye un monitor de televisión, una unidad de almacenamiento y una videogradora. Una unidad prototipo se construyó en 1979 y se ha encontrado que es capaz de inspeccionar espesores de concreto de hasta 450 mm en pruebas de campo. En 1984, se construyó otra unidad, que utiliza un acelerador lineal como fuente de radiación y logra una capacidad de inspección en concreto de hasta 1.2 m de espesor. En Inglaterra se ha empleado un acelerador lineal portátil, similar al francés, para inspeccionar algunos puentes <sup>[55]</sup>.

Las técnicas radiográficas son el método más factible para la detección de huecos en ductos mal inyectados y tendones o cables que están rotos o fuera de posición. Sin embargo, una pequeña cantidad de corrosión, particularmente si está localizada perpendicular a la radiación, no se puede detectar.



**Figura 11. Elementos de un sistema para radiografía.**

### **2.5.10. Termografía.**

Se ha encontrado que la termografía infrarroja es capaz de detectar delaminaciones en puentes pre-esforzados <sup>[56-58]</sup>. Esto también se puede usar para otros elementos de concreto, tales como columnas, si estas están directamente expuestas al sol. El método trabaja sobre el principio de que una discontinuidad dentro del concreto y paralela a la superficie, tal como las delaminaciones, interrumpe la transferencia de calor a través del concreto. Esto significa que en temporadas de calor, la temperatura de la superficie de las delaminaciones es más alta que la del concreto. En la noche, cuando normalmente hay pérdidas de calor desde el concreto hacia el exterior, la superficie de las delaminaciones es más fría que la temperatura promedio del concreto sólido.

La aplicación principal para componentes de concreto pre-esforzado parecería estar en la detección de delaminaciones en componentes para los cuales el acceso de los métodos de sonido es difícil; por ejemplo, sobre estructuras marinas. Sin embargo, se necesitarían estudios preliminares para definir los componentes para los cuales la aplicación de la termografía es válida.

La termografía también se ha usado con éxito para inspeccionar los plafones de un gran número de trabes cajón de concreto pre-esforzado que contienen agua <sup>[59]</sup>.

Adicionalmente a las restricciones impuestas por las condiciones atmosféricas, la desventaja principal del método radica en que mientras un resultado positivo es válido, un resultado negativo indicaría que el componente está libre de delaminaciones o que contiene delaminaciones que no pueden ser detectadas bajo las condiciones prevalecientes al tiempo de la prueba. Sin embargo, el método tiene la ventaja de ser rápido y de que se opera a distancia. Por consiguiente, esta podría ser una técnica extremadamente útil para ciertos sitios.

### **2.5.11. Radar.**

Las investigaciones sobre la utilización de un radar de penetración en tierra para la detección de los daños en el pavimento y el concreto de los puentes comenzaron a la mitad de los 1970's <sup>[60,61]</sup>. Estas investigaciones se promovieron en la década de 1960 por el desarrollo del radar de pulsos de alta frecuencia y baja potencia, el cual ofrece la resolución necesaria para detectar pequeños defectos en el concreto. Se han llevado a cabo un gran número de estudios en dovelas desnudas y en puentes de dovelas recubiertos de asfalto <sup>[58,62,63]</sup>. En todos los casos, se encontró que el radar es capaz de identificar áreas anormales en las dovelas, aunque hubo problemas prácticos con el análisis de los datos para interpretar las diferentes formas de onda del radar con los problemas físicos del puente.

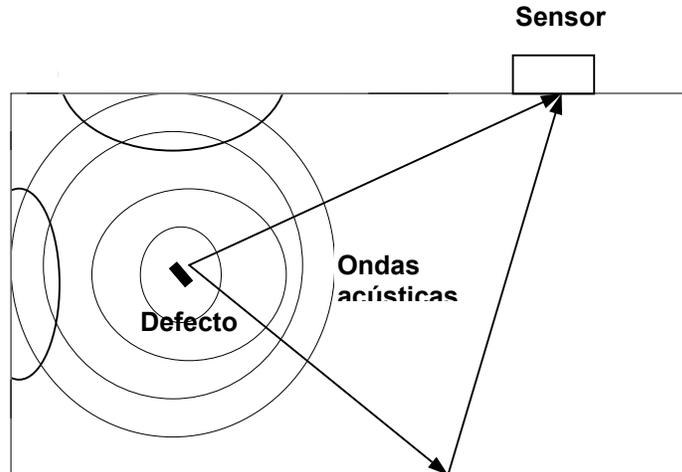
El radar se podría usar sobre los componentes de concreto pre-esforzado para localizar las delaminaciones, los huecos en el concreto y la posición del acero embebido. Aunque no se podría usar para detectar huecos en el interior de los ductos metálicos, debido a que estos actúan como escudo. Hay un gran número de problemas que se están superando, incluyendo el acceso a superficies verticales y el desarrollo de los programas de cómputo para el procesamiento automático de las señales. A pesar de estas dificultades, la ventaja de obtener información segura sobre la condición de los componentes de concreto pre-esforzado justificaría llevar a cabo estudios piloto con las aplicaciones potenciales del radar. Actualmente, se está dando un impulso muy fuerte al uso del radar en la evaluación de estructuras de concreto reforzado, donde se puede “ver” la estructura metálica de refuerzo y medir el espesor de las varillas. Esto último, puede proporcionar datos sobre la posible actividad corrosiva.

### **2.5.12. Emisiones acústicas.**

Las emisiones acústicas es el término empleado para los sonidos emitidos cuando un material es deformado <sup>[64]</sup>. En su forma más simple, las emisiones acústicas pueden ser de un nivel tan alto que se escuchan sin la ayuda de audífonos. Un ejemplo familiar es el agrietamiento de la madera cuando es cargada hasta cerca de la falla. La mayoría de los materiales emiten sonidos u ondas de esfuerzos cuando son deformados y estos sonidos pueden proporcionar información sobre las características de la deformación del material y avisar el peligro de una falla inminente. Sin embargo, normalmente los sonidos son de tan bajo nivel que se requiere una instrumentación y técnicas de procesamiento sofisticadas para detectar y analizar una perturbación tan pequeña.

Para localizar la fuente de la deformación se utilizan sensores piezoeléctricos conectados a la superficie del concreto (Figura 12), los cuales miden las variaciones en el tiempo de llegada de la onda de sonido a cada sensor <sup>[65]</sup> y mediante cálculos de triangulación, se puede identificar la fuente del mismo. Aunque el método tiene potencial y se aplica con mucho éxito en estructuras metálicas, se necesita desarrollar para aplicaciones tales como: la predicción de la resistencia del concreto *in situ*, la detección del crecimiento de grietas y la corrosión del acero de pre-esfuerzo. Esta técnica se ha usado para determinar experimentalmente en laboratorio la corrosión bajo esfuerzo de los tendones en una trabe de concreto pre-esforzado <sup>[66]</sup>, con resultados alentadores, pero debido a la gran atenuación que existe en la propagación de las ondas en estructuras reales, las pruebas en campo no fueron concluyentes <sup>[24]</sup>.

La técnica tiene dos limitaciones serias. Primero, no es posible distinguir las fuentes emisoras que son perjudiciales para la estructura de las que no lo son. Segundo, las emisiones dependen de la previa historia de carga de la estructura, la cual normalmente no se conoce en los puentes. Algunas de estas dificultades se espera sean superadas conforme se gane experiencia y se refinen los métodos de procesamiento de datos.



**Figura 12. Ondas acústicas que se generan en un defecto y se propagan a través de la estructura hasta el sensor.**

### **2.5.13. Procedimientos de laboratorio.**

Debido a que es difícil evaluar la condición del acero de pre-esfuerzo en la estructura, las observaciones de campo a menudo necesitan ser complementadas con pruebas de laboratorio. Particularmente, esto es cierto cuando la corrosión del acero ha ocurrido y es necesario determinar la extensión, el tipo de corrosión y las propiedades del acero, en esas condiciones.

Aunque relativamente es fácil perforar corazones en la mayoría de las estructuras de concreto, en las estructuras de concreto pre-esforzado se complica por la gran cantidad de acero de refuerzo. No sólo se debe tener cuidado de no perforar el acero de pre-esfuerzo, sino también debe asegurarse de que los núcleos no contengan acero de refuerzo, lo cual es muy difícil. Como se hizo notar, la toma de las muestras del acero pre-esforzado en campo sólo se debe hacer bajo la supervisión de un ingeniero estructural.

Los procedimientos de laboratorio empleados para ensayar las muestras de concreto se realizan de acuerdo con el procedimiento descrito por Manning <sup>[19]</sup>. En lo referente a las pruebas de laboratorio del acero de pre-esfuerzo, en la tabla 5 se muestran algunos procedimientos estándar que se aplican.

**Tabla 5. Métodos de prueba ASTM aplicados en el laboratorio.**

<b>Designación</b>	<b>Título</b>
<b>A 370</b>	Pruebas mecánicas en productos de acero.
<b>E 3</b>	Preparación de probetas metalográficas.
<b>E 30</b>	Análisis químico del acero, fundiciones de fierro y hierros forjados.
<b>E 328</b>	Recomendaciones prácticas para la prueba de relevado de esfuerzos para materiales y estructuras.
<b>E 340</b>	Macroataque de metales y aleaciones.
<b>E 407</b>	Microataque de metales y aleaciones.
<b>E 807</b>	Prácticas para la evaluación de laboratorios metalográficos.
<b>E 883</b>	Prácticas para la fotomicrografía metalográfica.

#### 2.5.13.1. *Análisis metalográfico.*

Un análisis metalográfico consiste de un estudio detallado del acero, incluyendo la identificación de cualquier defecto presente y una descripción de las propiedades tales como la composición química, la deformación mecánica y el tamaño de grano. Los principales procedimientos que se emplean son el pulido de la muestra, el ataque químico de la superficie y el uso de un microscopio óptico o electrónico de barrido. Estas técnicas se describen en la norma ASTM E-3 y el análisis de los resultados normalmente se llevará a cabo por un profesional especializado. Dependiendo del grado de pericia del especialista, se puede llegar a determinar el grado y tipo de corrosión, el tiempo transcurrido desde que empezó y si se presenta alguna fractura, determinar su tipo y posible causa. El costo típico de estos análisis es de 500 a 1000 dólares por cable. Desafortunadamente, hay muy pocos metalurgistas experimentados en el análisis de acero pre-esforzado removido de las estructuras de concreto.

La superficie de fractura de alambres fallados en el campo o la de las probetas ensayadas en el laboratorio, se deben de analizar muy cuidadosamente para

determinar la causa y la naturaleza de la falla. De particular importancia son el grado de ductilidad en la falla y el análisis de las fronteras de grano para distinguir entre una superficie fracturada intergranular y transgranular. El análisis de los contaminantes en el metal, particularmente cloruros, sulfuros y nitratos, puede permitir un diagnóstico acertado de la causa de la falla. Aunque la fractura frágil se puede identificar, es difícil establecer las circunstancias que provocaron el desarrollo de una celda electrolítica en la estructura. No se puede suponer que la corrosión por picadura es el resultado de la contaminación, aunque con frecuencia se encuentra cuando el acero ha sido expuesto a cloruros o por la corrosión atmosférica causada por un almacenamiento inadecuado, cuando los cables permanecen en los ductos sin inyección de mortero por un tiempo largo y cuando la inyección de mortero es incompleta<sup>[67]</sup>.

#### *2.5.13.2. Pruebas físicas.*

La resistencia a la tracción y la ductilidad son las dos propiedades mecánicas más importantes del acero de pre-esfuerzo. Estas propiedades se pueden medir fácilmente en el laboratorio y compararse con el valor medido al tiempo de la construcción (o con los valores especificados, si los certificados de prueba no están disponibles).

Cualquier degradación en cualquiera de estas propiedades tiene importantes implicaciones en la evaluación de la capacidad estructural del componente del cual el acero fue extraído. La corrosión por picado, por su naturaleza, es muy irregular y con frecuencia presenta condiciones en las que es muy difícil medir la sección transversal del acero que queda en buen estado. Es importante recordar que para determinar la resistencia remanente del acero es fundamental medir con precisión las pérdidas en la sección transversal del acero.

La ductilidad del acero es importante ya que entre más dúctil sea éste, más resistente a la fractura frágil resulta ser. Como la ductilidad es perjudicada por los efectos de concentrado de esfuerzos, resultado de la corrosión por picado o agrietamientos, es fundamental determinar a través de una inspección el grado de deterioro que se tiene por causa de este tipo de corrosión y así, estimar la reducción de la ductilidad e incremento de la fragilidad del material. El grado del daño sobre el acero picado es difícil de determinar ya que el acero adquiere formas muy irregulares que deben ser medidas con mucho detalle y precisión; sin embargo, esta información se utiliza en la valoración del efecto de la corrosión sobre el desempeño global de la estructura.

La corrosión del acero, dependiendo de su tipo y extensión, afecta de diferentes maneras las propiedades de resistencia; por ejemplo, la corrosión por picado tiene una influencia marcada sobre la ductilidad y sobre la resistencia a la fatiga, pero afecta en menor proporción la resistencia a la tensión. La reducción en la resistencia a la tensión es proporcional a la pérdida de área seccional, mientras que, la disminución en la resistencia a la fatiga y la ductilidad es relativamente más grande. La influencia de concentradores de esfuerzos como las muescas o agrietamientos de corrosión son más relevantes en los aceros de mayor resistencia. Cuando estos efectos son asuntos

particulares de las estructuras de ingeniería, el programa de evaluaciones y ensayos se deben formular adecuadamente.

## **2.6. SISTEMAS DE PROTECCION CONTRA LA CORROSION.**

Actualmente se usan o se está pensando usar varias técnicas y materiales para la mitigación de la corrosión del acero de pre-esfuerzo, pre-tensado y postensado (adherido o no) así como para los ductos, dispositivos de anclaje y tirantes de puentes. En forma general, las técnicas para mejorar la mitigación de la corrosión pueden dividirse en dos grupos amplios: las que aumentan la durabilidad del concreto y/o mejoran sus propiedades y las que proporcionan protección contra la corrosión directamente al acero.

En el primer grupo, la tendencia había sido aumentar el recubrimiento del concreto, disminuyendo la relación agua-cemento y limitando los cloruros en las mezclas. Las técnicas que se emplean para mejorar las propiedades del concreto o del mortero son la inclusión de inhibidores de la corrosión (como el nitrito de calcio), de reductores de la permeabilidad (como los humos de sílice) y los selladores o membranas.

En el segundo grupo, se incluyen técnicas tales como el uso de ductos de acero recubiertos de material epoxi, los ductos de polietileno, los cables de pre-esfuerzo recubiertos de epoxi, tuberías que se contrajeron con el calor para sellar las juntas de los ductos y sistemas de cable único aislados eléctricamente. Enseguida se discuten estos métodos y las técnicas que se están usando o se están estudiando para usarse en la protección indirecta del acero de pre-esfuerzo y dispositivos anexos.

### **2.6.1. Ductos.**

En los sistemas con acero pre-esforzado postensado, el ducto forma el hueco en el concreto a través del cual se inserta cable de acero de pre-esfuerzo que habrá de tensarse enseguida. Para cumplir este propósito, el ducto debe tener las siguientes características:

- Impermeable a la penetración de la lechada durante la colocación del concreto.
- Resistencia para impedir el aplastamiento, la perforación o cualquier otro daño durante la instalación del ducto o durante la colocación del concreto.
- Resistencia a la abrasión y suficiente rigidez, para impedir que el acero de pre-esfuerzo corte o aplaste la pared del conducto durante el tensado.
- Estabilidad química adecuada para evitar reacciones destructivas con el cemento, el mortero o el acero de pre-esfuerzo.

En años recientes se han hecho intentos de aumentar la protección a la corrosión del acero de pre-esfuerzo en ambientes hostiles o en zonas críticas de tramos monolíticos de puentes de dovelas, los que han generado requerimientos adicionales de resistencia a la corrosión para el ducto mismo. Si los ductos son, por si mismos, no corrosivos e

impenetrables para los iones de cloro y el agua, constituyen una forma efectiva de proteger al acero de pre-esfuerzo.

### **2.6.2. Mortero de cemento.**

La inyección adecuada de mortero de cemento de buena calidad es el método más usado y uno de los más confiables para proteger de la corrosión a los aceros de pre-esfuerzo en ambientes de severidad baja y moderada. Los dos objetivos principales que debe cumplir el mortero en los elementos pre-esforzados son: inhibir la corrosión envolviendo el acero en un medio alcalino y tener capacidad para transmitir los esfuerzos de adherencia entre el acero y el ducto que lo envuelve.

Además, un mortero efectivo debe poseer las siguientes características:

- Baja permeabilidad y alta resistividad.
- Adecuada fluidez para permitir el bombeo y el relleno del hueco del ducto.
- Contracción mínima o nula en el estado plástico o endurecido y falta de agrietamiento por contracción después de la hidratación del cemento.
- Poca o ninguna segregación.

### **2.6.3. Poliuretano polibutadieno.**

Actualmente se está empleando un poliuretano para producir un mortero sin grietas. Es un material formado por dos componentes: el poliuretano polibutadieno polial y un endurecedor de isocianato. Los dos líquidos se mezclan antes de su utilización en revolvedora. Este material tiene una viscosidad muy baja y penetra fácilmente en los pequeños huecos entre los alambres. Cuando endurece es muy flexible y tiene un alargamiento último muy alto. Sus desventajas son el precio y su manejo, ya que es un material delicado e inflamable.

### **2.6.4. Sistemas de torones envueltos.**

Otro sistema de protección a la corrosión consiste en el uso de torones no adheridos, engrasados y envueltos individualmente, como el llamado tendón monotorón. El término "engrasados" se usa en este contexto en forma genérica y se refiere a materiales como la cera, grasa, resina epóxica, o cualquier otro material apropiado.

La protección contra la corrosión de tendones no adheridos depende en gran medida de que se impida que la humedad y las sustancias corrosivas, lleguen al acero de pre-esfuerzo. En consecuencia, la envoltura debe ser completamente estanca en toda su longitud, hasta los anclajes inclusive. Se han utilizado varios materiales para envoltura, pero hasta ahora, los plásticos parecen ser los más adecuados. El material de envoltura debe tener las siguientes propiedades:

- No reactivo con el concreto ni con el acero de pre-esfuerzo.
- Impermeable en toda la longitud de la envoltura.

- Durable y con resistencia suficiente a los daños y abrasión durante la fabricación, transporte, instalación, colocación del concreto y tensado.
- Con estabilidad química, sin fragilización ni ablandamiento en todo el rango previsto de temperaturas y durante la vida de servicio de la estructura.
- Con baja fluencia plástica.

#### **2.6.5. Recubrimiento del acero de pre-esfuerzo.**

En la investigación de técnicas y materiales para la protección contra la corrosión, se ha considerado la posibilidad de aplicar directamente al acero de pre-esfuerzo un recubrimiento que tendría la ventaja de proporcionar una protección directa, en oposición a un método indirecto en el que la protección está dada por un sellador del concreto, un recubrimiento del concreto o el revestimiento del ducto. Sin embargo, el recubrimiento directo sobre el acero debe tener una compatibilidad de deformación para soportar sin agrietarse el alargamiento del acero de pre-esfuerzo durante el tensado. Los recubrimientos más usuales son zinc, epoxi y materiales cerámicos.

#### **2.6.6. Tendones no metálicos.**

Recientemente se ha emprendido un esfuerzo importante de investigación en Alemania y Japón, sobre la factibilidad de emplear tendones de fibra en plástico reforzado en estructuras de concreto pre-esforzado. El énfasis en Europa se ha dado al uso de productos de fibra de vidrio, mientras que en Japón se han realizado trabajos importantes para materiales con base de carbón. Se han construido en Europa y Japón, algunos puentes prototipo de concreto pre-esforzado utilizando fibras de plástico reforzado y su comportamiento estructural y durabilidad están siendo estrechamente monitoreados <sup>[68-70]</sup>.



### **3. DESARROLLO EXPERIMENTAL.**

---

#### **3.1. ANTECEDENTES.**

Actualmente, en las estructuras pre-esforzadas, la corrosión es uno de los problemas que más preocupan ya que son causa de fallas catastróficas o súbitas que se presentan sin previo aviso. Antes de 1980, se suponía que el concreto brindaba suficiente protección contra la corrosión al acero de pre-esfuerzo por ser impermeable y adecuado desde el punto de vista químico y mecánico. Posteriormente, se aceptó que la presencia de grietas y otros tipos de deterioros del concreto reducían la protección e incrementaba el riesgo de daño por corrosión en el acero de refuerzo o pre-esfuerzo embebido en concreto. Los procedimientos actuales de construcción recomiendan tener extremo cuidado con el manejo de cables de pre-esfuerzo, desde el manejo inicial de embarque y almacenamiento, hasta la construcción final de la obra. Por otro lado, la resistencia a la corrosión se incrementa en estructuras de concreto pre-esforzado, incrementando la resistencia electroquímica del acero, disminuyendo la permeabilidad del concreto y empleando recubrimientos o ductos plásticos o epóxicos <sup>[71]</sup>.

A pesar de las medidas preventivas antes mencionadas, es importante monitorear y vigilar la posible presencia de la corrosión. Como se vio en la sección anterior, las pruebas no destructivas se emplean ampliamente para este propósito, pero casi siempre de forma limitada y difícilmente proporcionan datos directos sobre los procesos corrosivos, cuando éstos están presentes <sup>[72]</sup>. Recientemente se han desarrollado los sensores magnéticos <sup>[73]</sup> y el radar de penetración <sup>[74]</sup> para estudiar la corrosión en estructuras de concreto-metal; sin embargo, su aplicación sigue siendo limitada y su desarrollo se encuentra en etapa experimental.

Las mediciones de vibración y análisis modal se emplean cada vez más como métodos de inspección no destructiva, particularmente en puentes; sin embargo <sup>[75]</sup>, poca información se puede obtener de manera directa del grado de corrosión de una estructura.

Este trabajo parte de la relación matemática que existe entre la carga axial de una estructura pre-esforzada y la frecuencia del primer modo natural. Como es de esperarse, la corrosión afecta directamente el nivel de carga de pre-esfuerzo de los cables de acero y, por lo tanto, su desempeño e integridad. Consecuentemente, estableciendo una relación entre la corrosión y el esfuerzo presente en los cables de acero, se puede establecer una conexión con la dinámica de la estructura. Todo lo anterior, con el fin de comprender la relación que guarda el comportamiento vibratorio de una estructura con respecto al grado de corrosión que el acero de pre-esfuerzo puede tener.

### **3.2. FUNDAMENTOS TEORICOS.**

Las frecuencias de los modos naturales de una viga pre-esforzada simplemente apoyada, se calculan a partir de la siguiente fórmula <sup>[76]</sup>:

$$\omega_n = \frac{\pi}{L^2} \sqrt{\frac{EI}{\rho A}} \sqrt{n^2 \left( n^2 - \frac{P}{P_{CR}} \right)} \quad (6)$$

Donde  $P_{CR} = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$  es la carga de pandeo de *Euler*,  $P$  es la carga axial de pre-esfuerzo,  $L$  es la longitud de la viga y  $E, I, \rho$  y  $A$ , son el módulo de elasticidad, el momento de inercia transversal, la densidad y el área transversal, respectivamente.  $n$  corresponde al índice de la  $n$ -ésima frecuencia natural.

De la ecuación (6), se obtiene una expresión aproximada del incremento en la frecuencia natural del primer modo, debido a una reducción del valor de la carga, lo cual está expresado de la siguiente manera:

$$\Delta\omega = \omega_0 \frac{\Delta P}{2(P_{CR} - P)} \quad (7)$$

Donde  $\omega_0$  es la frecuencia natural del primer modo de la viga debida a la carga inicial de pre-esfuerzo  $P$ .

Analizando la ecuación (7), se puede concluir que el cambio en la frecuencia natural de la viga es directamente proporcional al cambio en la carga de pre-esfuerzo  $\Delta P$  e inversamente proporcional a la diferencia entre la carga de pandeo de *Euler* y la carga. Así, cuanto más pequeña sea esta diferencia, más sensible será la frecuencia al cambio de la carga. Por el otro lado, el cambio en la frecuencia será menos sensible cuando la carga sea mucho menor que la carga crítica.

Un proceso de corrosión sobre un cable de pre-esfuerzo involucra la afectación de la sección del material metálico y, por ende, una reducción en la resistencia del mismo. Esto último, afecta de alguna manera el nivel de carga que una estructura de concreto pre-esforzado puede soportar y, por lo tanto, altera de algún modo, el comportamiento de la estructura ante cargas dinámicas.

### **3.3. EVALUACION EXPERIMENTAL DE LA CORROSION Y DEL PRE-ESFUERZO.**

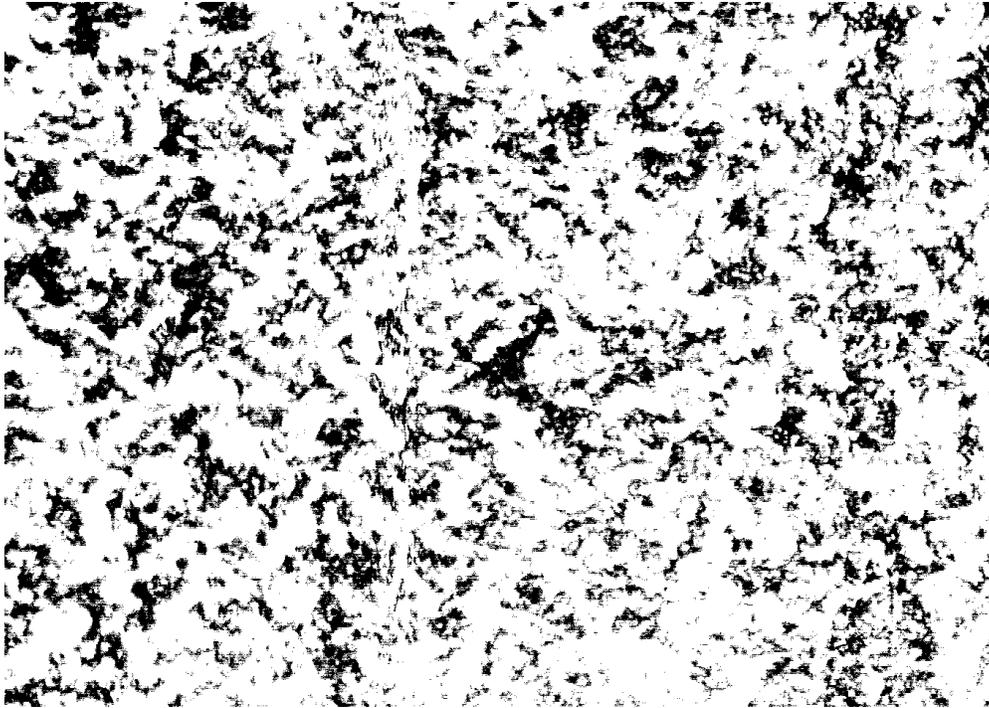
El objetivo fundamental de este estudio fue determinar el efecto que tiene un proceso corrosivo sobre la variación en el pre-esfuerzo de un cable. Para ello, se seleccionó un cable de acero ASTM 648-94 grado 270 de 2.7 mm de diámetro. Se seleccionaron tres ambientes corrosivos:

- Solución de NaCl, al 3.5% en peso
- Solución de HNO<sub>3</sub>, al 1% en volumen
- Solución de H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>, al 1% en volumen

Las soluciones empleadas, así como su concentración, se designaron tomando como base las condiciones ambientales más severas a las que puede estar sometida una estructura pre-esforzada <sup>[77]</sup>.

Se diseñó un marco rígido para la aplicación de los esfuerzos de tensión por medio de un tornillo. El grado de tensión al que se sometía el cable se midió mediante una celda de carga calibrada, la cual se instrumentó con galgas extensométricas en un arreglo de “puente completo”, con cuatro galgas orientadas de tal forma que se midieron las cargas axiales compensando las torsionales y flexionantes. En el centro del marco rígido, se colocó una celda de corrosión fabricada de material acrílico con dos perforaciones por las que pasaba el cable y permitían garantizar que éste estuviera sumergido en la solución corrosiva. Para lograr el proceso de corrosión acelerada, se conectó el cable a una fuente de poder que aplicaba una diferencia de 12 Volts con 3 Amperes de corriente directa con respecto al electrodo de grafito que estaba sumergido en la solución de la celda. Durante el experimento se midieron, como función del tiempo, la fuerza de tensión y la pérdida de masa del cable. El valor inicial de la carga de tensión se seleccionó de acuerdo con los valores de cedencia y resistencia a la tensión del cable.

Se efectuó un análisis metalográfico de la sección transversal del cable de pre-esfuerzo siguiendo el procedimiento descrito en la norma ASTM E-3. En la figura 13, se muestra la microestructura observada, la cual presenta las características típicas de un cable estirado en frío; es decir, granos deformados de ferrita-perlita.



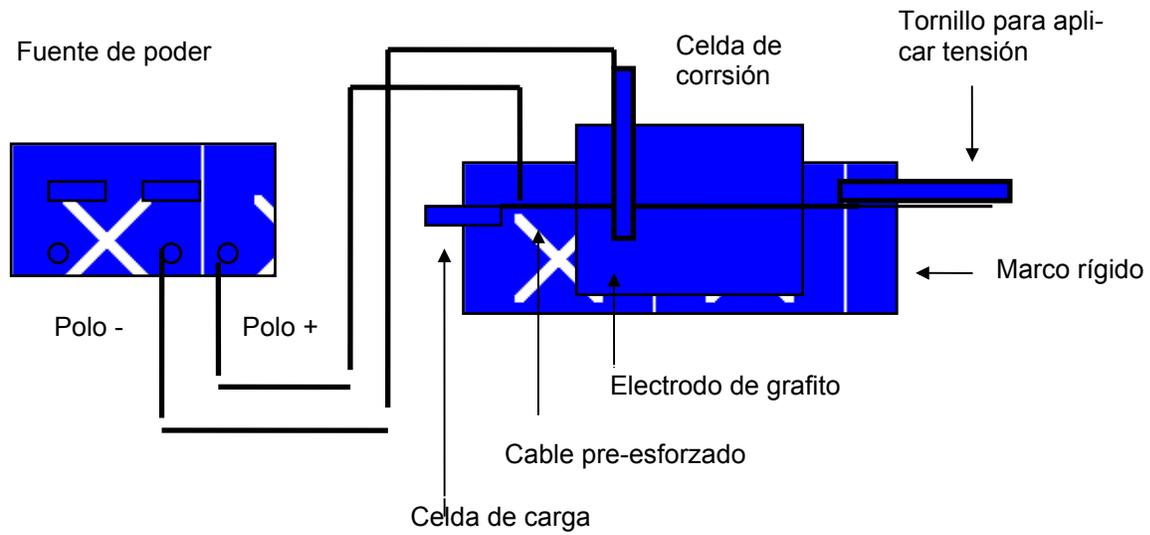
**Figura 13. Microestructura del cable de pre-esfuerzo. 1000X atacada con nital al 2%.**

Se realizó un análisis químico al cable de pre-esfuerzo, en el que se determinó la cantidad de carbono y azufre presentes en el acero. Se encontró que el contenido de carbono era de 0.59% y el de azufre de 0.008%, lo cual, corresponde a valores dentro de las especificaciones para estos cables.

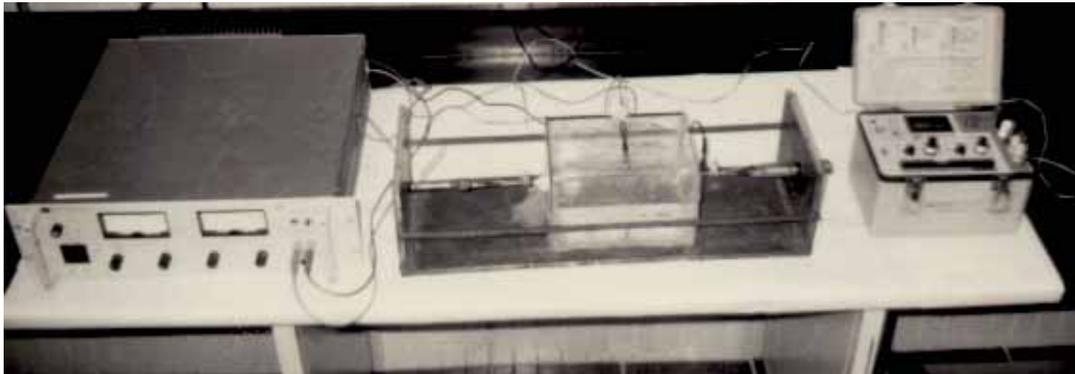
Mediante la prueba de tensión se determinó esta resistencia, la cual fue de 1738 MPa (252,000 Ksi), la cual corresponde a los valores típicos de este tipo de material.

### **3.4. RESULTADOS EXPERIMENTALES.**

La experimentación se desarrolló colocando el cable de pre-esfuerzo en el marco rígido antes mencionado. Se fijó en un extremo a la celda de carga y por el otro al tornillo con el que se reguló la carga de tensión. Antes de fijarse en uno de los extremos, se pasó el cable a través de la celda de corrosión y una vez montado, se sellaron los orificios. Posteriormente, se tensó el cable y se vació en la celda la solución corrosiva procurando cubrir en su totalidad al cable. Una vez hecho lo anterior, se aplicó la corriente para acelerar el proceso corrosivo. Durante la prueba, mediante la celda de carga, se midió el esfuerzo de tensión al que se sometía el cable y pesándolo periódicamente, se registró la pérdida de masa que presentaba. En la figura 14, se muestra un esquema del marco de pruebas y en la figura 15, se presenta una fotografía del arreglo experimental.



**Figura 14. Marco de pruebas.**



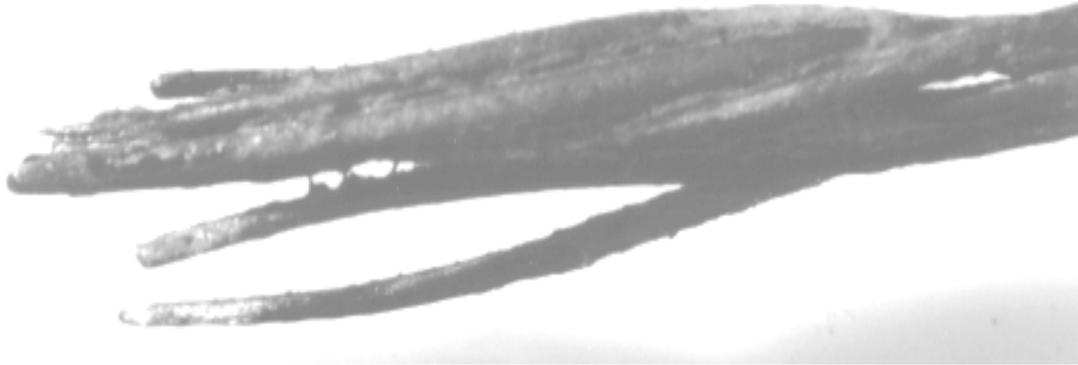
**Figura 15. Arreglo experimental.**

Los resultados de las pruebas de corrosión acelerada, empleando como electrólito una solución de cloruro de sodio (NaCl) al 3.5% en peso, se presentan en la tabla 6.

Tabla 6. Corrosión acelerada empleando NaCl al 3.5%.

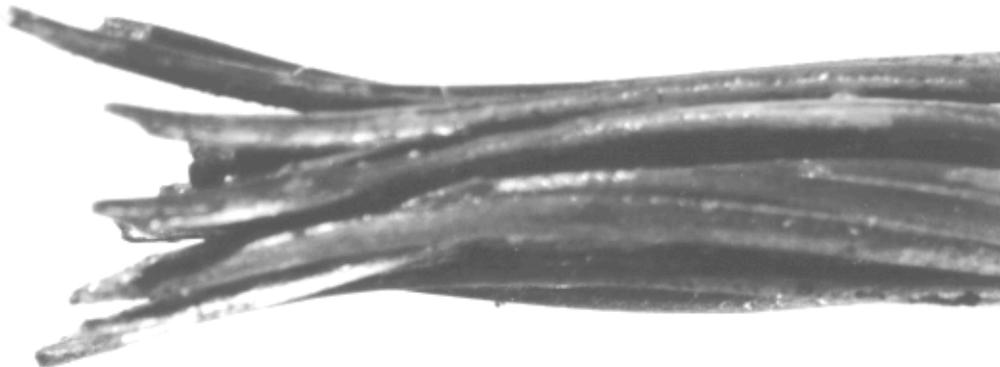
Tiempo (Min.)	Carga (Kg <sub>f</sub> )	Peso (g)	PH
0	440 (753 MPa)	19.14	7.6
5	419 (717 MPa)	18.89	8.2
10	405 (693 MPa)	18.67	9.4
15	391 (669 MPa)	18.46	9.4
20	373 (638 MPa)	18.20	9.6
25	357 (611 MPa)	17.95	9.6
30	340 (582 MPa)	17.70	9.7
35	318 (544 MPa)	17.50	10
40	243 (416 MPa)	17.25	10.1
45	224 (383 MPa)	17.05	10.3
50	204 (349 MPa)	16.80	10.5
55	95 (163 MPa)	16.60	10.5
60	90 (154 MPa)	16.31	10.5
65	0	16.11	10.7

La figura 16, presenta una fotografía del cable corroído y fracturado en este experimento.



**Figura 16. Fotografía del cable corroído con solución de NaCl al 3.5%.**

En la tabla 7, se presentan los resultados de corrosión acelerada empleando solución de ácido nítrico al 1% en volumen y en la figura 17, se presenta una fotografía del cable corroído y fracturado.



**Figura 17. Fotografía del cable corroído con solución de HNO<sub>3</sub> al 1% en volumen.**

**Tabla 7. Corrosión acelerada empleando HNO<sub>3</sub> al 1% en volumen.**

Tiempo (Min.)	Carga (Kg <sub>f</sub> )	Peso (g)	pH
0	450 (770 MPa)	20.33	1.2
20	440 (753 MPa)	20.30	1.2
40	427 (731 MPa)	20.30	1.2
60	425 (727 MPa)	20.30	1.2
80	420 (719 MPa)	20.30	1.2
100	415 (710 MPa)	20.26	1.2
120	412 (705 MPa)	20.20	1.2
200	400 (685 MPa)	20.18	1.2
220	382 (654 MPa)	20.18	1.2
240	368 (630 MPa)	20.16	1.2
260	307 (525 MPa)	20.14	1.2
280	275 (471 MPa)	20.14	1.2
300	0	20.12	1.2

En la tabla 8, se presentan los resultados de corrosión acelerada empleando solución de ácido sulfúrico ( $H_2SO_4$ ) al 1% en volumen y en la figura 18, se presenta una fotografía del cable corroído.

**Tabla 8. Corrosión acelerada empleando  $H_2SO_4$  al 1% en volumen.**

Tiempo (Min.)	Carga (Kg <sub>f</sub> )	Peso (g)	pH
0	450 (770 MPa)	19.26	1.2
10	446 (763 MPa)	19.17	1.2
20	432 (739 MPa)	19.06	1.2
30	429 (734 MPa)	19.06	1.2
40	426 (729 MPa)	18.95	1.2
50	424 (726 MPa)	18.85	1.2
60	421 (721 MPa)	18.73	1.2
70	417 (714 MPa)	18.64	1.2
80	413 (707 MPa)	18.53	1.2
90	290 (496 MPa)	18.40	1.2
100	283 (484 MPa)	18.29	1.2
105	0	18.08	1.2



**Figura 18. Fotografía del cable corroído con solución de  $H_2SO_4$  al 1% en volumen.**



**Figura 18. Fotografía del cable corroído con solución de  $H_2SO_4$  al 1% en volumen.**

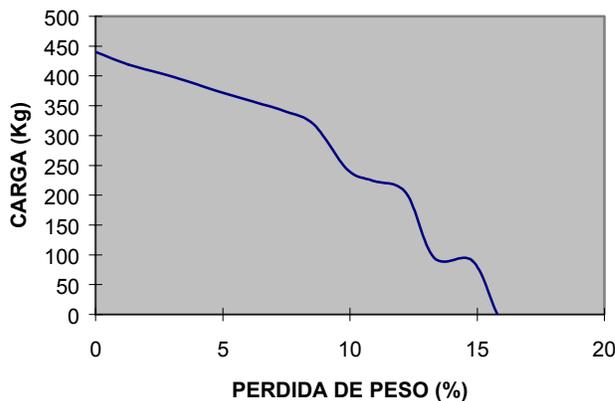
## 4. ANALISIS DE RESULTADOS

---

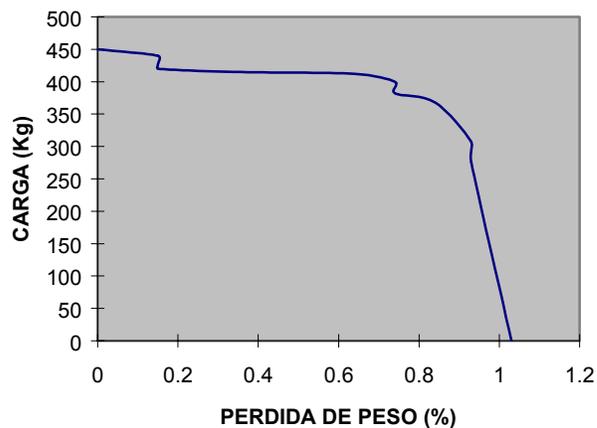
En las figuras 19, 20 y 21 se presenta el comportamiento del cable pre-esforzado en función de la pérdida de peso, la cual, se supone proporcional al avance de la corrosión. La figura 22 muestra, para los tres casos estudiados, la pérdida del nivel de esfuerzos en función del tiempo.

Una comparación directa de los resultados de la figura 22, no tiene significado alguno ya que corresponden a velocidades de corrosión diferentes. Sin embargo, se puede llevar a cabo un análisis cualitativo de las figuras 19, 20 y 21, suponiendo que la velocidad de corrosión es proporcional a la velocidad de pérdida de peso.

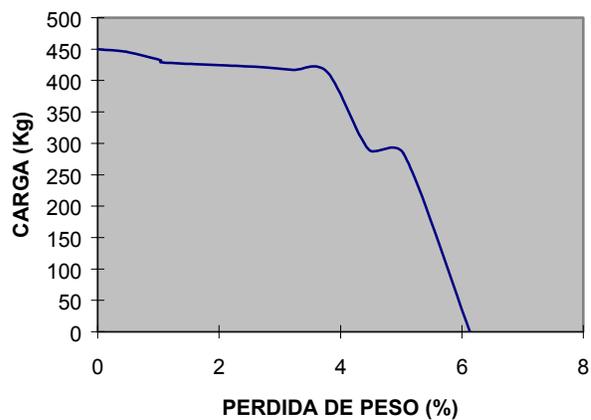
Se distinguen claramente dos etapas en las gráficas anteriores. La primera etapa se caracteriza por una pendiente pequeña en la velocidad de corrosión; mientras que en la segunda etapa, la velocidad de cambio es muy grande como función del tiempo. El punto en el que ocurre el cambio de velocidades ocurre aproximadamente a los 700 Mpa. Así, el nivel de esfuerzo crítico se puede fijar al 90% del esfuerzo inicial o, en otras palabras, reducciones en menos del 10% del esfuerzo inicial implican velocidades de corrosión lentas.



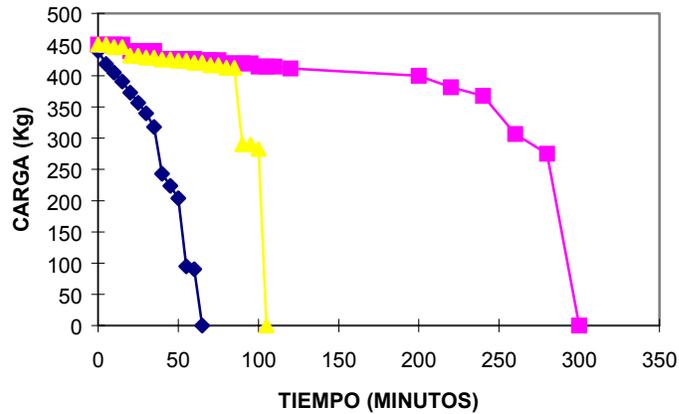
**Figura 19. Pérdida de pre-esfuerzo en función del avance de la corrosión. Solución de NaCl al 3.5 %.**



**Figura 20. Pérdida de pre-esfuerzo en función del avance de la corrosión. Solución de  $\text{HNO}_3$  al 1 % en volumen.**



**Figura 21. Pérdida de pre-esfuerzo en función del avance de la corrosión. Solución de  $\text{H}_2\text{SO}_4$  al 1 % en volumen.**



**Figura 22. Pérdida de pre-esfuerzo en función del tiempo.  
Serie 1, NaCl; serie 2, HNO<sub>3</sub>; serie 3, H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>.**

De lo anterior, el comportamiento del esfuerzo de tensión como función de la velocidad de corrosión se puede representar a través del modelo empírico siguiente:

$$\sigma(t) = \sigma_0(1 - bt)^m \quad (8)$$

donde  $\sigma_0$  es el esfuerzo inicial,  $\sigma(t)$  es el esfuerzo a un tiempo dado, y  $b$  y  $m$  ( $0 < m < 1$ ) son constantes del material que son influenciadas por las condiciones ambientales. Con un ajuste por mínimos cuadrados, estas constantes se determinan con base en los datos experimentales. En la tabla 9 se presentan los datos obtenidos para cada una de las soluciones corrosivas estudiadas.

**Tabla 9. Valores ajustados para las constantes del modelo empírico.**

Solución (medio)	$b$	$m$
NaCl	0.01538	0.41
HNO <sub>3</sub>	0.00333	0.16
H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	0.00952	0.14

De las tablas 6, 7 y 8 se observa que la pérdida de peso como función del tiempo es aproximadamente constante con valores de 0.0466 g/min para el NaCl, de 0.0007 g/min para el HNO<sub>3</sub>, y de 0.0112 g/min para el H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>. Como se supone que la pérdida de peso es proporcional a la velocidad de corrosión, ésta última se puede de igual manera suponer constante. Así, para explicar el comportamiento del esfuerzo como función de la velocidad de corrosión, en este caso, puede hacerse exclusivamente en función del tiempo.

Un modelo típico de mecánica de la fractura, para el agrietamiento asistido por corrosión y esfuerzo <sup>[78]</sup> es el siguiente:

$$\frac{da}{dt} = CK(t)^n \quad (9)$$

con

$$K(t) = Y\sigma(t)\sqrt{a(t)} \quad (10)$$

donde  $Y$  representa el factor de forma de la grieta,  $a(t)$  es el tamaño de la grieta como función del tiempo y  $\sigma(t)$  es el esfuerzo nominal de tensión que actúa sobre el cable. En este caso  $C$  y  $n$  son constantes del material cuyo valor depende del ambiente corrosivo.

De este modelo teórico, integrando la ecuación (9) y para las condiciones  $\sigma(t) = \sigma_0 = \text{constante}$ ,  $Y \approx Y_0 = \text{constante}$ ,  $a_0 = a(0)$ , y  $a(t) = a$ , se obtiene (para  $n \neq 2$ ),

$$t = \frac{1}{cY_0^n \sigma_0^n} \left( \frac{2}{n-2} \right) \left[ \left( \frac{1}{a_0} \right)^{(n-2)/2} - \left( \frac{1}{a} \right)^{(n-2)/2} \right] \quad (11)$$

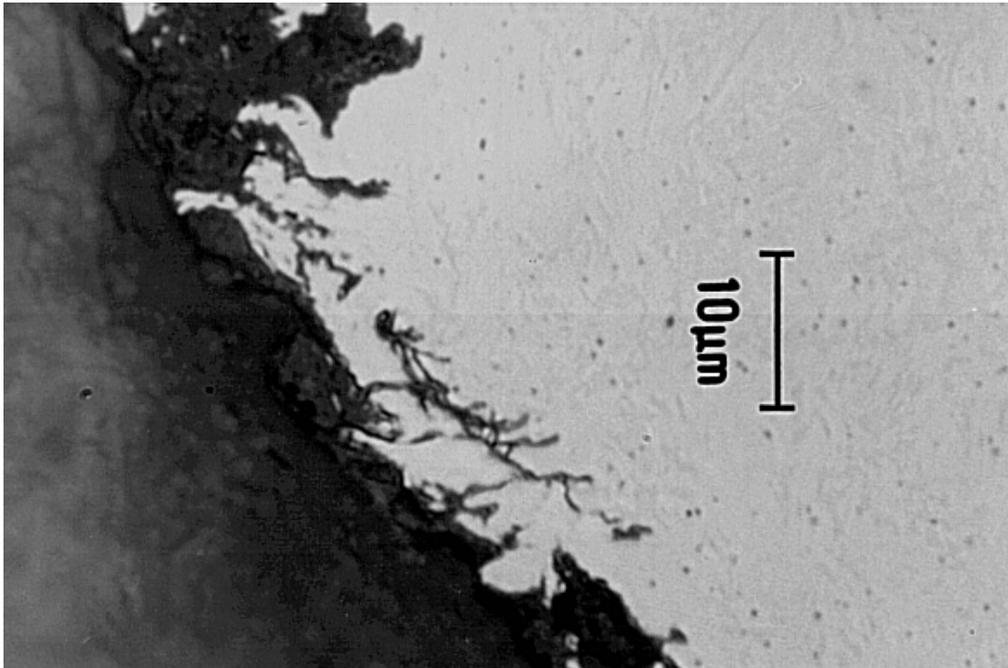
Re-escribiendo la expresión para el tamaño de grieta como función del tiempo se tiene la siguiente expresión:

$$a = a_0 [1 - c_1 t]^{c_2} \quad (12)$$

donde  $c_1$  y  $c_2$  son constantes. Se encuentra que el crecimiento de la grieta en la ecuación (12) es lento al principio y muy rápido al final, justo antes de llegar al tamaño crítico de la fractura. Este comportamiento es inversamente proporcional al observado con la carga en el cable y que se expresa con la ecuación (8).

Se puede decir que el rápido decremento en el esfuerzo del cable se debe al agrietamiento generalizado por corrosión y esfuerzo. Para corroborar lo anterior, se realizó un estudio metalográfico del cable después de la prueba experimental y se observaron agrietamientos ramificados típicos de la corrosión bajo esfuerzo (figura 23).

Suponiendo que fijamos un límite para la reducción del esfuerzo en 10% y, de acuerdo con la literatura, fijamos un valor de diseño para la carga de tensión en un 50% del valor de la carga de pandeo de *Euler*; el máximo cambio en frecuencia de la viga pre-esforzada, calculada de la ecuación (7), es de 5% con respecto al valor inicial de la frecuencia natural de la viga. A pesar de que, en principio, es posible medir y detectar experimentalmente un cambio de esta magnitud, es también importante destacar que otros tipos de deterioro pueden producir una disminución en la frecuencia natural, oponiéndose al incremento por efecto de la corrosión. Por otro lado, si la carga de diseño es mucho menor (i.e. 10% de la carga de pandeo de *Euler*), la sensibilidad se reduce a 0.5%, resultando casi imposible su detección. Para superar este problema, es posible utilizar mediciones de la razón de transferencia de energía (ETR por sus iniciales en inglés) <sup>[79]</sup> que es 1000 veces más sensible que las mediciones de frecuencia.



**Figura 22. Fotomicrografía del cable fracturado mostrando agrietamientos típicos de la corrosión bajo esfuerzo.**

## 5. CONCLUSIONES

---

Existe una gran variedad de técnicas y equipos de inspección no destructiva que se emplean en la evaluación de puentes carreteros. Cada técnica proporciona información particular que resulta de utilidad para conocer aspectos específicos de la estructura, como puede ser la calidad de una soldadura, la presencia y posición de grietas en un elemento crítico ó la localización, número y dimensiones de las barras de refuerzo embebidas en el concreto. La aplicación de cada procedimiento de evaluación no destructiva depende del tipo y características del puente, así como del tipo de información deseada.

A pesar de que se obtiene una gran variedad de datos con las pruebas no destructivas, la identificación de la corrosión en los cables en estructuras de concreto pre-esforzado no es una tarea sencilla. Por lo general, ésta se infiere de defectos, grietas ó parámetros geométricos y dimensionales. La termografía es una técnica que ha demostrado ser útil para estos casos, pero su costo y complejidad no la hacen viable en todos los casos.

Las pruebas dinámicas en puentes, como una evaluación no destructiva, resultan atractivas para la detección de la corrosión en estructuras pre-esforzadas. Esto se debe a que la pérdida de pre-esfuerzo, por efecto de la corrosión, afecta el comportamiento de los modos de vibrar de la estructura. Lo anterior, se logra mediante el establecimiento de una relación entre los parámetros dinámicos y la carga de pre-esfuerzo de los cables y determinando el efecto de la corrosión sobre la tensión en los cables.

Se demuestra matemáticamente que es posible establecer una relación entre la carga de pre-esfuerzo y el comportamiento dinámico de un puente. Cuando se toma como parámetro de medición la frecuencia natural de vibración, se encuentra que la afectación dinámica es muy baja y difícilmente se puede establecer una clara correspondencia entre la variación de ésta y los fenómenos de corrosión manifestados como una reducción en la carga de pre-esfuerzo. Así, se propone analizar otro tipo de parámetros dinámicos como puede ser, en particular, la Razón de Energía de Transferencia (ETR por sus siglas en inglés), que es mucho más sensible.

En cuanto a los resultados experimentales sobre la relación entre la pérdida de carga de un cable de pre-esfuerzo y la corrosión, se distinguen dos etapas. La primera tiene una variación lenta que implica una reducción del esfuerzo inicial menor al 8%. La segunda etapa, presenta una variación muy rápida, con una reducción de más del 90% del valor inicial. Este comportamiento puede ser descrito por un modelo de la mecánica de la fractura, que explica el mecanismo de crecimiento de grieta en condiciones de

corrosión y esfuerzos. Así, suponiendo que se logra desarrollar el método para evaluar la corrosión mediante mediciones dinámicas, el comportamiento del nivel de esfuerzos en la segunda etapa obliga al empleo de técnicas de evaluación muy precisas, no sólo para detectar los cambios en los parámetros dinámicos, sino también para identificar y discriminar otro tipo de daños, como puede ser la reducción en la rigidez estructural.

Finalmente, los resultados obtenidos en este estudio son alentadores, pero requieren más investigación y hacen pensar que, para el caso de estructuras pre-esforzadas, será necesario complementar las inspecciones con otras técnicas no destructivas. De manera general, podemos afirmar que las pruebas dinámicas son importantes y tienen un amplio campo de aplicación para problemas como el considerado en este estudio.

## 6. REFERENCIAS

---

- [1] Cowan, H. J., (1993), *"Diseño de Estructuras de Concreto Reforzado."*, México: CECSA.
- [2] American Society for Testing and Materials, (1994), *"Standard Specification for Steel Wire for Prestressing Concrete."*, Annual book of ASTM Standards, ASTM Designation: ASTM A648-94, Section 1, Volume 01.04, Philadelphia, PA.
- [3] Woodward, R. J. and Williams, F. W., (1988), *"Collapse of Ynys-y-Gwas Bridge, West Glamorgan."*, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 1, 84.
- [4] Manning, D. G. and D. H. Bye, (1984), *"Bridge Deck Rehabilitation Manual. Part One: Condition Surveys."*, Publication SP-016, Ontario Ministry of Transportation, Ontario, Canada.
- [5] ACI Committee 201, (1986), *"Guide for Making a Condition Survey of Concrete in Service."*, American Concrete Institute Manual of Concrete Practice, Part 1.
- [6] ACI Committee 201, (1977), *"Guide to Durable Concrete."*, American Concrete Institute, 74, 12.
- [7] Podolny, W., (1985), *"The Cause of Cracking in Post-Tensioned Concrete Box Girder Bridges and Retrofit Procedures."*, Journal of the Prestressed Concrete Institute, 30, 2.
- [8] Szilard, R., (1969), *"Corrosion and Corrosion Protection of tendons in Prestressed Concrete Bridge."*, Journal of the American Concrete Institute, 66, 5.
- [9] Manning, D. G., (1988), *"Durability of Prestressed Concrete Highway Structures."*, NCHRP Synthesis of Highway Practice 140, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D. C.
- [10] Moore, D. G., Klodt, D. T. and Hensen, R. J., (1970), *"Protection of Steel in Prestressed Concrete Bridges."*, NCHRP Report 90, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D. C.
- [11] Rehn, G., (1969), *"Corrosion of Prestressing Steel."*, Proceedings of the Symposium Steel for Prestressing, Cement and Concrete Association, General Report, London.
- [12] RILEM-FIP-IABSE Report, (1966), *"Corrosion Problems with Prestressed Concrete."*, Journal of the American Concrete Institute (Newsletter), 63, 10.
- [13] Troiano, A. R., (1960), *"The Role of Hydrogen and Other Interstitials in the Mechanical Behaviour of Metals."*, Transactions of the American Society for Metals, 52.
- [14] RILEM-FIP-IABSE Report, (1966), *"Corrosion Problems with Prestressed Concrete."*, Proceedings of the Fifth Congress of the FIP, Cement and Concrete Association, London.
- [15] Rehm, G., (1982), *"Relationship Between Results of Stress Corrosion Test and Practical Circumstances with Regard to the Sensitivity of Pre-Stressing Steels."*, Proceedings of the Ninth Congress of the FIP, 3, Stockholm.
- [16] FIP Commission on Prestressing Steels and Systems, (1980), *"The Influence of Stray Electrical Currents on the Durability of Prestressed Concrete Structure."*, Report on Prestressing Steels-6, Cement and Concrete Association, London.

- [17] RILEM Technical Committee 12-CRC, (1976), "*Corrosion of Reinforcement and Prestressing Tendons-A. State-of-the Art Report.*", Materials and Structures (RILEM), 9, 51.
- [18] Isecke, B., (1983), "*The Influence of Constructional and Manufacturing Conditions on the Corrosion Behaviour of Prestressed Wires Before Grout Injection.*", Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction, A. P. Crane, Ed., England.
- [19] Manning, D. G., (1985), "*Detecting Defects and Deterioration in Highway Structures.*", NCHRP Synthesis of Highway Practice: 118, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D. C.
- [20] Concrete Society Working Party, (1982), "*Durability of Tendons in Prestressed Concrete - Recommendations on Design, Construction, Inspection and Remedial Measures.*", Concrete Society Technical Report No. 21, Concrete Society, London.
- [21] Stowe, R. L. and Thorton, H. T., (1978), "*Maintenance and Preservation of Concrete Structure.*", Engineering Condition Survey of Concrete in Service, Technical Report C-78-4.
- [22] Organization for Economic Co-Operation and Development OECD Road Research Group, (1976), "*Bridge Inspection.*", Road Research, Paris.
- [23] ACI Committee 224, (1984), "*Causes, Evaluation and Repair of Cracks in Concrete Structures.*", Proceedings of the American Concrete Institute, 81, 3.
- [24] Woodward, R. J., (1983), "*Cracks in a Concrete Bridge.*", Concrete, 17, 7.
- [25] Moore, W. M., (1973), "*Detection of Bridge Deterioration.*", Highway Research Record No. 451, Highway Research Board, National Research Council, Washington, D. C.
- [26] Tork, A., (1982), "*Investigation of Prestressed Concrete Box Beams of an Elevated Expressway.*", Proceedings of the International Conference on Short and Medium Span Bridges, Canadian Society for Civil Engineering, 2, Toronto.
- [27] Woodward, R. J., (1981), "*Conditions Within Ducts in Post-Tensioned Prestressed Concrete Bridges.*", Department of Transport TRRL Laboratory Report 980, Transport and Road Research Laboratory, Crowthorne, Great Britain.
- [28] Naik, T. R., (1979), "*Ultrasonic Testing to Determine Concrete Properties.*", Engineering Methods in Concrete Structures for Practitioners, American Concrete Institute, ASCE.
- [29] Chung, H. W., (1978), "*An Appraisal of the Ultrasonic Pulse Technique for Detecting Voids in Concrete.*", Concrete, 12, 11.
- [30] Knab, L. Y., Blessing, G. V. and Clifton, J. R., (1983), "*Laboratory Evaluation of Ultrasonics for Crack Detection in Concrete.*", Proceedings of the American Concrete Institute, 80, 1.
- [31] Woodward, R. J., (1984), "*Inspecting Concrete Bridges.*", The Physics Bulletin, (Institute of Physics, Bristol, England), 35, 4.
- [32] Carino, N. J., Sansalone, M. and Hsu, N. M., (1986), "*A Point Source-Point Receiver, Pulse-Echo Technique for Flaw Detection in Concrete.*", Proceedings of the American Concrete Institute, 83, 2.
- [33] Mouenow, R. A., and Abrams, M. S., (1986), "*Nondestructive Testing Methods for Evaluating Damage and Repair of Concrete Exposed to Fire.*", American Concrete Institute, SP-92.

- [34] Vassie, P. R., (1978), "*Evaluation of Techniques for Investigating the Corrosion of Steel in Concrete.*", Transport and Road Research Laboratory, SR 397, Great Britain.
- [35] Hansson, C. M., (1984), "*Comments on Electrochemical Measurements of the Rate of Corrosion of Steel in Concrete.*", Cement and Concrete Research, **14**, 4.
- [36] Hansson, C. M., (1986), "*A Critical Assessment of Methods of Measuring the Rate of Corrosion of Steel in Reinforced Concrete.*", Report No. ME-86-04, Ontario Ministry of Transportation.
- [37] Escalante, E., Whinton, E. and Qui, F., (1986), "Measuring the Rate of Corrosion of Reinforcing Steel in Concrete - Final Report.", NBSIR 86-3456, National Bureau of Standards, Gaithersburg, Md.
- [38] Jones, R., (1970), "*A Review of Non-Destructive Testing of Concrete.*", Proceedings of the Symposium Non-Destructive Testing of Concrete and Timber, Institution of Civil Engineers, London.
- [39] Spellman, D. I. and Stratfull, R. F., (1971), "*An Electrical Method for Evaluating Bridge Deck Coatings.*", Highway Research Record No. 357, Highway Research Board, National Research Council, Washington, D. C.
- [40] Tremper, B., Beaton, J. L. and Stratfull, R. F., (1985), "*Fundamental Factors Causing Corrosion.*", Highway Research Board Bulletin 182, Highway Research Board, National Research Council, Washington, D. C.
- [41] Cavalier, P. G. and Vassie, P. R., (1981), "*Investigation and Repair of Reinforcement Corrosion in a Bridge Deck.*", Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part I, **70**.
- [42] Browne, R. D., (1980), "*Mechanisms of Corrosion of Steel in Concrete in Relation to Design, Inspection and Repair of Offshore and Coastal Structures.*", Performance of Concrete in a Marine Environment, American Concrete Institute SP-65.
- [43] Kusenberger, F. N. and Barton, J. R., (1981), "*Detection of Flaws in Reinforcing Steel in Prestressed Concrete Bridge Member.*", Report No. FHWA/RD-81/087, Federal Highway Administration, Washington, D. C.
- [44] NCHRP, (1979), "*Durability of Concrete Bridge Deck.*", Synthesis of Highway Practice 57, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D. C.
- [45] Malhorta, V. M., (1976), "*Testing Hardened Concrete - Nondestructive Methods.*", American Concrete Institute Monograph, **9**.
- [46] Morrison, G. L., Virmani, Y. P., Ramamurti, K. and Gilliland, W. J., (1976), "*Rapid In Situ Determination of Chloride Ion in Portland Cement Concrete Bridge Decks.*", Report No. FHWA-KS-RD-75-2, Kansas Department of Transportation.
- [47] Mullins, L. and Pearson, H. M., (1949), "*The X-Ray Examination of Concrete.*", Civil Engineering and Public Works Review, **44**, 515.
- [48] Forrester, J. A., (1959), "*The Use of Gamma Radiography to Detect Faults in Grouting.*", Magazine of Concrete Research, **11**, 32.
- [49] Whiffin, A. C., (1954), "*Locating Steel Reinforcing Bars in Concrete Slabs.*", The Engineer (London), 197.
- [50] Ingvarsson, H., (1979), "*Concrete Strength of a Slipform Concrete Structure.*", RILEM Symposium on Quality Concrete Structure, **1**, Stockholm.

- [51] Forrester, J. A., (1970), "*Gamma Radiography of Concrete.*", Proceedings of a Symposium - Non-destructive Testing of Concrete and Timber, Institution of Civil Engineers, London.
- [52] Ingvarsson, H. and Westerberg, B., (1986), "*Operation and Maintenance of Bridges and Other Bearing Structures: State-of-the-Art Report and R&D Needs.*", Report TFB 42, Swedish Transport Research Board.
- [53] Champion, M. and Dufay, J-C., (1982), "*Naissance du SCORPION, Systeme de Radioscopie Televisee par Rayonnement pour L'inspection des Ouvrages en Beton.*", Revue Generale Des Routes et Des Aerodromes, 589.
- [54] Dufay, J-C, (1979), "*Television System Using High Energy Radiation for NDT in Prestressed Concrete Bridges.*", Ninth World Conference on Non-Destructive Testing, Melbourne, Australia, November 18-23.
- [55] Chung, H. W., (1978), "*Effects of Embedded Steel Bars Upon Ultrasonic Testing of Concrete.*", Magazine of Concrete Research, 30, 102.
- [56] Manning, D. G. and Holt, F. B., (1980), "*Detecting Delamination in Concrete Bridge Decks.*", Concrete International, 2, 11.
- [57] Clemena, G. G. and Mckeel, W. T., (1978), "*Detection de Delamination in Bridge Decks With Infrared Thermography.*", Transportation Research Record 664, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D. C.
- [58] Manning, D. G. and Holt, F. B., (1983), "*Detecting Deterioration in Asphalt-Covered Bridge Decks.*", Transportation Research Record 899, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D. C.
- [59] French, A. P. H., (1986), "*Repairs of Salt Damage to the Frederick G. Gardiner Expressway.*", Proceedings of the Canadian Society for Civil Engineering, Toronto.
- [60] Cantor, T. R. and Kneeter, C.P., (1982), "*Radar and Acoustic Emission Applied to Study of Bridge Decks, Suspension Cables and Masonry Tunnel.*", Transportation Research Record 676, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C.
- [61] Steinway, W. J., Echard, J. D. and Luke, C. M., (1981), "*Locating Voids Beneath Pavement Using Pulsed Electromagnetic Waves.*", NCHRP Report 237, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D. C.
- [62] Cantor, T. R. and Kneeter, C. P., (1982), "*Radar As Applied to Evaluation of Bridge Decks.*", Transportation Research Record 853, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D. C.
- [63] Joyce, R. P., (1985), "*Rapid Non-Destructive Delamination Detection.*", Report No. FHWA/RD-85/051, Federal Highway Administration, Washington, D. C.
- [64] Liptai, R. G. and Harris, D. O., (1971), "*Acoustic Emission.*", Materials Research and Standards, 11, 3.
- [65] Malhorta, V. M., (1984), "*In-Situ/Non-Destructive Testing of Concrete - A Global Review.*", American Concrete Institute, SP-82.
- [66] Hutton, P. H. and Skorpik, J. R., (1978), "*Acoustic Emission Methods for Flaw Detection in Steel in Highway Bridges, Phase I.*", Report No. FHWA-RD-78-97, Federal Highway Administration, Washington, D. C.
- [67] Rehn, G., Nurnberger, U. and Frey, R., (1978), "*Durability of Prestressing Steel - Stress Corrosion.*", Proceedings of the Eighth Congress of the FIP, Part 2, Cement and Concrete Association, London.

- [68] Dolan, C., (1990), "Developments in Non-Metallic Prestressing Tendons.", PCI Journal, 35, 5.
- [69] Taerwe, L. R., (1992), "Loading Tests on Concrete Beams Prestressed with Glass Fiber Tendons.", PCI Journal, 35, 4.
- [70] Minosaku, K., (1992), "Using FRP Materials in Prestressed Concrete Structures.", Concrete International, 14, 8.
- [71] Perenchio, W. F., Fraczek, J. and Pfeifer, D. W., (1989), "Corrosion Protection of Prestressing Systems in Concrete Bridges.", NCHRP Report 313, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D. C.
- [72] Thomas, G., (1995), "Overview of Non-destructive Evaluation Technologies.", Non-destructive Evaluation of Ageing Utilities, Proceedings of the International Society for Optical Engineering, 2454, Oakland, CA.
- [73] Bartels, K. A., Kwun, H. and Hanley, J. J., (1996), "Magnetostrictive Sensors for the Characterization of Corrosion in Rebars and Prestrssing Strands", Nondestructive Evaluation of Bridges and Highways, Proceedings of the International Society for Optical Engineering, 2946, Scottsdale, AZ.
- [74] Halabe, U. B., Chen, R. H. L., Allu, M. and Pei, L., (1996), "Laboratory Evaluation of Concrete Decks and Pavements Using Ground Penetration Radar.", Non-destructive Evaluation of Bridges and Highways, Proceedings of the International Society for Optical Engineering, 2946, Scottsdale, AZ.
- [75] Chalko, T. J. and Haritos, N., (1996), "Strategy for Structural Identification of Highway Bridges.", Non-destructive Evaluation of Bridges and Highways, Proceedings of the International Society for Optical Engineering, 2946, Scottsdale, AZ.
- [76] Fertis, D. G., (1995), "Mechanical and Structural Vibrations", New York: John Wiley & sons.
- [77] J.J. Carpio, G. Hernandez-Duque, L. Martínez and T. Pérez-López, (1994), "Severe Corrosion of a Gulf of Mexico Bridge", Materials Performance, 33, 12.
- [78] American Society for Testing and Materials, (1982), "Environment-Sensitive Fracture", ASTM STP 821, S. W. Dean, E. N. Pugh and G. M. Ugiansky Eds.
- [79] Liang, A., Tong, M. and Lee, G. C., (1995), "Modal Energy Measurement of a Long Steel Bridge", Proceedings of the 13th International Modal Conference, Nashville, TN.
- [80] DURAR, (1998), "Manual de Inspección, Evaluación y Diagnóstico de Corrosión en Estructuras de Hormigón Armado.", CYTED Programa Iberoamericano de Ciencia y Tecnología para el Desarrollo, O. Troconis Ed., Maracaibo, Venezuela.

**CIUDAD DE MEXICO**

Av. Patriotismo 683  
Col. Mixcoac  
03730, México, D. F.  
Tel (55) 56 15 35 75  
55 98 52 18  
Fax (55) 55 98 64 57

**SANFANDILA**

Km. 12+000, Carretera  
Querétaro-Galindo  
76700, Sanfandila, Qro.  
Tel (442) 2 16 97 77  
2 16 96 46  
Fax (442) 2 16 96 71

Internet: <http://www.imt.mx>  
[publicaciones@imt.mx](mailto:publicaciones@imt.mx)