

CORROSIÓN Y DURABILIDAD EN EDIFICACIONES EXISTENTES EN EL LITORAL VENEZOLANO

Valentina MILLANO GONZÁLEZ^{1,2}, Andrés TORRES ACOSTA³, José Luis BEAUPERTHUY URICH^{2,4}
Editores: Oladis TROCONIS DE RINCÓN^{1,2,5,6}, Carlos QUINTINI⁶, Carlos RODRÍGUEZ ÁLVAREZ^{2,6}

RESUMEN

Este artículo sintetiza las ponencias y conclusiones del foro titulado “Corrosión y durabilidad en edificaciones existentes en el litoral venezolano” desarrollado en julio de 2025 por la Comisión de Infraestructura de la Academia Nacional de la Ingeniería y el Hábitat, junto con la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción – Delegación Venezuela (ALCONPAT-Ve). El documento analiza la grave problemática de degradación que afecta a la infraestructura costera de Venezuela, un entorno caracterizado por una agresividad corrosiva extrema (categoría CX según ISO) debido a la combinación de altas temperaturas, humedad relativa y transporte de cloruros por la brisa marina. A través de la revisión de programas de investigación iberoamericanos (MICAT y DURACON) y el análisis de casos de estudio específicos —como las torres de transmisión eléctrica (acero galvanizado), en el Lago de Maracaibo y estructuras de concreto armado en plantas industriales—, se demuestra que la falta de criterios de diseño orientados a la durabilidad ha provocado fallas prematuras, en ocasiones apenas dos años después de la construcción. El texto resalta que el enfoque tradicional centrado únicamente en la resistencia mecánica es insuficiente para el litoral venezolano. Finalmente, se plantean recomendaciones técnicas críticas, incluyendo el cumplimiento riguroso de la norma **NTF 4015:2012**, el uso de bajas relaciones agua/cementante, recubrimientos adecuados (5 a 7 cm) y la implementación de sistemas de protección superficial. Se concluye que la durabilidad debe ser tratada como una inversión estratégica indispensable para la sostenibilidad y seguridad de las edificaciones en la región.

ABSTRACT

Corrosion and durability in existing buildings on the Venezuelan coast

This article synthesizes the presentations and conclusions from the forum titled "**Corrosion and Durability in Existing Buildings on the Venezuelan Coast**," held in July 2025 by the Infrastructure Commission of the National Academy of Engineering and Habitat, in collaboration with the Latin American Association for Quality Control, Pathology, and Construction Recovery – Venezuela Chapter (ALCONPAT-Ve). The document analyzes the severe degradation issues affecting Venezuela's coastal infrastructure, an environment characterized by extreme corrosive aggressiveness (category CX according to ISO standards) due to the combination of high temperatures, relative humidity, and chloride transport via marine breeze. Through a review of Ibero-American research programs (MICAT and DURACON) and the analysis of specific case studies—such as galvanized steel power transmission towers in Lake Maracaibo and reinforced concrete structures in industrial plants—it is demonstrated that the lack of durability-oriented design criteria has led to premature failures, sometimes occurring only two years after construction. The text emphasizes that the traditional approach, focused solely on mechanical strength, is insufficient for the Venezuelan coastline. Finally, critical technical recommendations are proposed, including strict compliance with the **NTF 4015:2012** standard, the use of low water-to-cement ratios, adequate concrete cover (5 to 7 cm), and the implementation of surface protection systems. It concludes that durability must be treated as an essential strategic investment for the sustainability and safety of buildings in the region.

Palabras clave: Corrosión atmosférica, durabilidad, concreto armado, galvanizado, litoral venezolano, cloruros, vida útil, ambiente marino.

Keywords: Atmospheric corrosion, durability, reinforced concrete, galvanized steel, Venezuelan coast, chlorides, service life, marine environment.

¹ Centro de Estudios de Corrosión (CEC), Universidad del Zulia, Venezuela.

² ALCONPAT-Ve.

³ Sistema Nacional de Investigadores del CONACYT, México; Academia de Ingeniería de México; ALCONPAT México.

⁴ B.R.S. Ingenieros, C. A.

⁵ University of Texas at San Antonio, USA

⁶ Academia Nacional de la Ingeniería y el Hábitat.

1. INTRODUCCIÓN

Este artículo es el resultado del foro titulado “Corrosión y durabilidad en edificaciones existentes en el litoral venezolano”, desarrollado el 18 de julio de 2025 por la Comisión de Infraestructura de la Academia Nacional de la Ingeniería y el Hábitat, junto con la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción – Delegación Venezuela (ALCONPAT-Ve).

A manera de introducción, es necesario destacar que todo lo que se ha hecho en materia de corrosión atmosférica nace cuando se desarrolla el programa CYTED (Programa Iberoamericano de Ciencia y Tecnología para el Desarrollo), creado en 1984 mediante un acuerdo-marco interinstitucional entre 19 países de América Latina, España y Portugal, bajo la idea principal de unificar criterios, conocimientos y experiencias entre especialistas iberoamericanos para contribuir al Desarrollo Sostenible de la región. Dentro del CYTED, la corrosión se incluye dentro del subprograma XV, Corrosión/Impacto Ambiental sobre los Materiales, lo cual se encuentra dentro del área de promoción al desarrollo industrial.

Los proyectos y redes temáticas incluidas y financiadas por este programa se muestran en la Figura 1

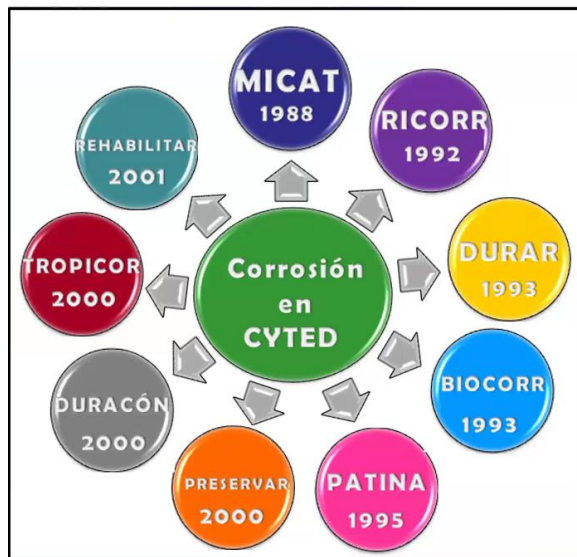


Figura 1. Proyectos de investigación y redes temáticas del CYTED

El primer proyecto especial del CYTED, aprobado en 1988, fue el MICAT (Mapas Iberoamericanos de Corrosividad Atmosférica), gestado durante el II Congreso Iberoamericano de Corrosión y Protección, celebrado en Maracaibo y presidido por la Dra. Oladis Troconis de Rincón. Del programa se derivaron los mapas de corrosividad atmosférica para 15 países para materiales desnudos (acero, cobre, aluminio y el galvanizado). Posteriormente, en el año 2000, surgió el proyecto DURACON con la finalidad de evaluar el refuerzo de acero embebido en el concreto. Ambos programas han dado resultados importantes.

El proyecto MICAT incluyó la instalación de 72 estaciones de registro en 15 países latinoamericanos. En la Figura 2 se muestra, como ejemplo, el Mapa venezolano de corrosividad atmosférica para el acero al carbono A-36. En el mismo, el tamaño del disco representa la velocidad de corrosión del acero y cada segmento de color aporta la información acerca de los factores tiempo de humectación, sulfatación, cloruros, temperatura, humedad relativa, precipitación y velocidad del viento, que influyen en la velocidad de corrosión.

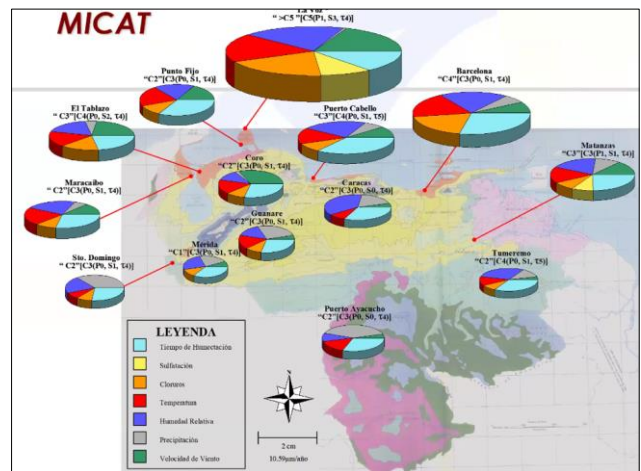


Figura 2. Mapa venezolano de corrosividad atmosférica para el acero al carbono A-36

En nuestro país, debido a su condición tropical, la temperatura y la alta humedad relativa prevalentes en amplias zonas, indudablemente favorecen y aceleran la corrosión electroquímica. De allí, la alta agresividad existente. Como ejemplo, la zona del Cabo San Román, en el estado Falcón, se identificó como extraordinariamente agresiva donde la pérdida de sección del acero de 1 mm/año, supera los máximos de las normas internacionales. El proyecto MICAT, con sus resultados en toda Latinoamérica, influyó en que la ISO que solo consideraba 5 categorías de agresividad (hasta C5) agregase una nueva categoría, denominada CX o de corrosividad extrema, que incluye las áreas tropicales y subtropicales. Del proyecto se generó un libro “Corrosión y Protección de Metales en las Atmósferas de Iberoamérica” en donde están todos sus resultados que incluyen dos estaciones en la Patagonia.

Antes de conocerse los resultados del proyecto MICAT, la ISO consideraba como velocidad de corrosión máxima para el acero, la categoría C5 de 200 $\mu\text{m}/\text{año}$ mientras que en la estación venezolana “La Voz” se encontró un valor de 1000 $\mu\text{m}/\text{año}$. Por ello se incluyó la categoría de agresividad CX para un rango de la velocidad de corrosión entre 200 y 700 $\mu\text{m}/\text{año}$. En Venezuela, estas velocidades extremas de corrosión no solo se han encontrado para el acero sino también para el Cinc en el galvanizado, para el Cobre e inclusive, para el Aluminio.

La agresividad de la atmósfera no solo afecta a los metales desnudos, sino que también afecta al acero dentro del

concreto armado, aspecto que como antes se expresó, fue el objetivo del proyecto DURACON.

En el proyecto DURACON se integraron 10 de los 15 países que participaron en el MICAT. La idea fue determinar como el ambiente afecta la durabilidad del concreto armado. La Figura 3, muestra el avance de la corrosión en el tiempo para tres ambientes distintos. La línea roja corresponde a la estación Cabo Raso (Portugal), la negra a la estación La Paloma (Chile) y la magenta a la estación La Voz (Venezuela).

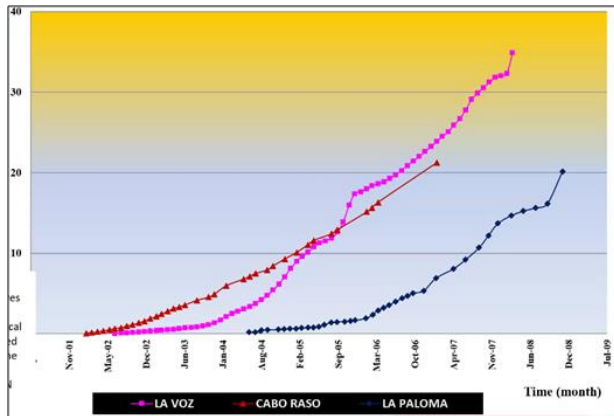


Figura 3. Comparativo del comportamiento de la tasa de corrosión acumulativa en tres estaciones de ensayo. Proyecto DURACON

La idea es hacer un símil con el diagrama de Tuutti (ver Figura 4) que da la información de como avanza la velocidad de corrosión del acero en el concreto en la parte de durabilidad. Así existe un proceso, en este caso en atmósfera marina, de iniciación de la corrosión cuando los cloruros alcanzan la armadura de acero y la activan y luego como es el período de propagación, asociado a que la durabilidad pueda ser muy alta o muy baja, lo cual depende de la velocidad de corrosión de la armadura de acero.

En la Figura 3 se observa claramente que en Venezuela este período de propagación es mucho más alto que en los otros dos países donde las condiciones son más agresivas, con cantidades promedio de cloruros en el ambiente que triplican las de nuestras estaciones de investigación pero con la diferencia básica representada por la temperatura (más de 10°C por encima de los dos países) situación demostrativa de cómo tanto la humedad relativa como la temperatura son factores determinantes en la aceleración drástica de la velocidad de corrosión. Esto ha influido que tengamos tantas estructuras en nuestras costas con su durabilidad afectada.

Cifras actuales indican que la producción mundial de acero crudo o primario se acerca a los 2.000 millones de toneladas, de las cuales China produce el 54%. De esa cantidad de acero crudo o primario, el 85% pertenece a los aceros al carbono que son los más susceptibles a la corrosión. El resto, 15%, son los aceros aleados dentro de los cuales se incluyen los más de 80 tipos de acero inoxidable.

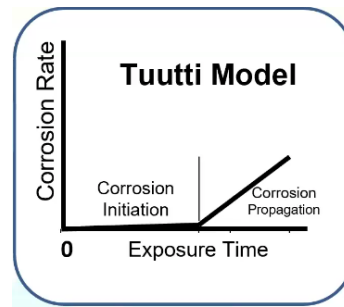


Figura 4. Diagrama de Tuutti

Las pérdidas anuales por corrosión, es decir por sustitución de miembros que se desintegran, por reparación, por pintado o aplicación de revestimientos protectores se aproximan a los 2,5 trillones de dólares americanos (1 trillón es un millón de millones). Esto representa el 3,4% del PIB mundial, cifra que da una idea de la importancia del tema objeto del foro.

PRIMERA PARTE EL LITORAL VENEZOLANO Y SU IMPACTO EN LA DURABILIDAD DE LAS ESTRUCTURAS

Dra. Valentina Millano González

En esta sección del artículo, se hace referencia a los proyectos antes descritos, a través de la exposición detallada de dos casos particulares.

A lo largo de los años en el Centro de Estudios de Corrosión de la Universidad del Zulia, se han evaluado un número importante de estructuras tanto metálicas como de concreto armado, abarcando tipologías industriales, petroleras, de transmisión eléctrica y de razón social. Para aquellas construidas en las costas venezolanas, se ha encontrado que, aparte de las particularidades que cada uno de estos proyectos o sistemas han tenido, las causas raíz de las fallas van directamente vinculadas con el medio ambiente agresivo, caracterizado como de tipo marino costero, tropical.

El primer caso es el de las torres de transmisión eléctrica que atraviesan el lago de Maracaibo (Figura 5). Son catorce estructuras metálicas y de concreto armado, apoyadas en pilotes pretensados, que atraviesan el lago, dispuestas en dos ramales, norte y sur, cada uno con siete torres.

Esta red de transmisión va desde el este o de la costa oriental del lago, en el sector de Los Puertos de Altigracia hasta el lado oeste en la parte norte de Maracaibo, en el sector conocido como Las Peonías o Cuatricentenario.

Son estructuras metálicas que fueron construidas en un medio ambiente agresivo. El CEC, siguiendo la metodología desarrollada en el MICAT, evaluó el ambiente a través de dos estaciones alrededor de este punto en donde su agresividad fue categorizada como mayor a C5 (muy alta agresividad).



Figura 5. Torres de transmisión eléctrica construidas en el lago de Maracaibo

Es importante mencionar que las estructuras fueron construidas a finales de la década de los 90s y en tan solo 2 años habían evidenciado problemas de corrosión. El CEC participó en los lineamientos conceptuales de diseño, oponiéndose a la intención de construir un sistema metálico de acero galvanizado sin recubrimiento, con la pretensión de que tuviera una vida útil de 30 años. En su momento, el CEC alertó que, sin un sistema de recubrimiento adicional, el galvanizado no iba a poder tener el desempeño deseado. En 1998, a pesar de la opinión negativa de parte del CEC, se construyó de acero galvanizado y en el 2001 ya había hallazgos de problemas en la torre.

En el 2003 se inició la evaluación y diagnóstico de este sistema, transformándose en un proyecto que duró un poco más de 6 años. El alcance de este fue evaluar tanto la superestructura metálica como la infraestructura de concreto reforzado y sus elementos de concreto pretensado.

El propósito era realizar una evaluación de las estructuras para cuantificar y evidenciar la clasificación y criticidad de los daños para generar como producto final el protocolo para la reparación y rehabilitación tanto de la estructura metálica como de la estructura de concreto armado. Para ello, se conformó un grupo multidisciplinario de profesionales expertos en el área de materiales, de estructuras, de análisis estadístico, ingenieros y técnicos que realizaron el levantamiento de daños en sitio y el análisis posterior de los datos.

Las torres tienen una altura de más de 170 metros y cada una de ellas está conformada por más de 5.000 elementos. Estas están tipificadas en función de tramales y de troncales que están a diferentes alturas (Figura 6).

Debido a la magnitud de cada torre, fue preciso hacer un diseño de muestreo que garantizase una confianza de más del 95%. Los criterios de evaluación y procedimientos que se utilizaron para realizar esta evaluación fueron los siguientes:

Antes de generar el plan detallado para la evaluación de la totalidad de la obra con el 95% de confianza, se realizó una inspección preliminar de algunas de las torres para generar ese diseño de muestra y así garantizar la definición de lo que serían los perfiles defectuosos.

El diseño contempló los diferentes componentes de la estructura: perfiles, pernos y placas.

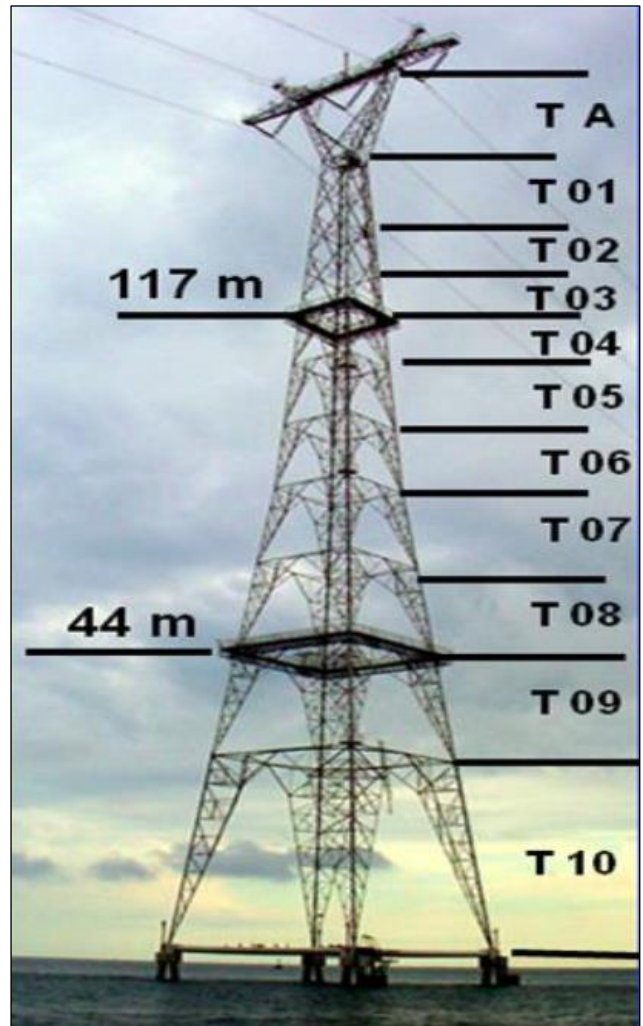


Figura 6. Diagrama esquemático de una torre típica en la que se identifican los distintos troncos y sus alturas

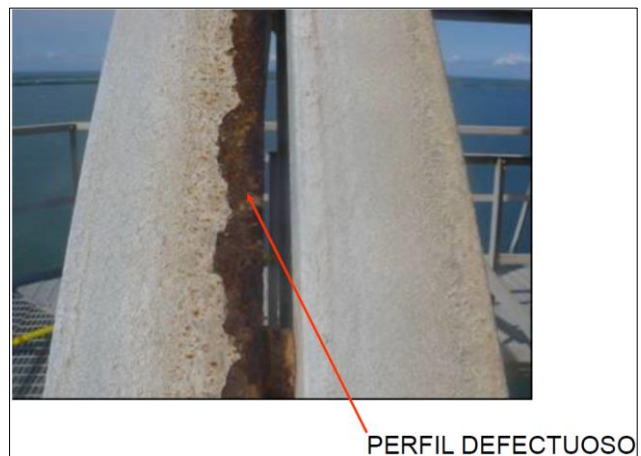


Figura 7. Daño típico en un perfil. Pérdida total del galvanizado en los bordes por corrosión-erosión



Figura 8. Daños en perfiles, placas y pernos

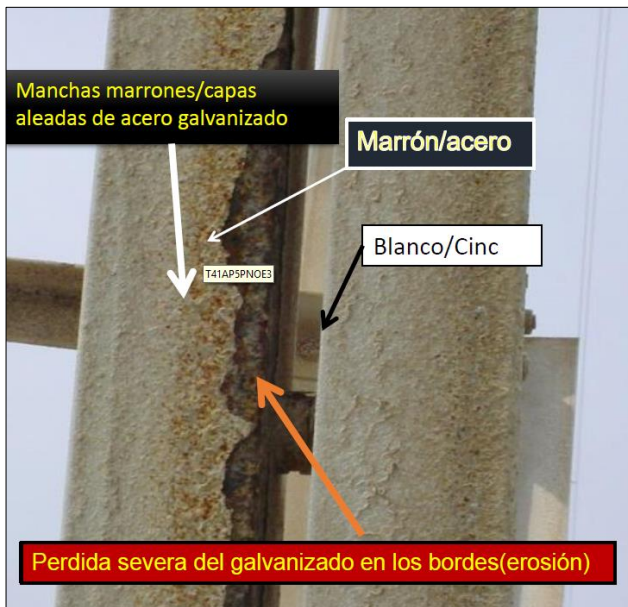


Figura 9. Color de los óxidos

Como puede observarse en las Figuras 7 a 9, uno de los criterios que se utilizaron fueron el color, es decir, el cambio de color en función de si la corrosión es del Zn en el galvanizado (compuestos blancos) o de si son por la corrosión del acero (compuestos marrón) por la total pérdida del recubrimiento de Zn del galvanizado. Un criterio de pérdida severa fue cuando se tenía una pérdida total de los bordes básicamente por efectos de corrosión-erosión (perfiles defectuosos/Figura 7). Lo mismo se hizo para el caso de los pernos, en donde se identificaron los pernos en malas condiciones y los que se pudieron denominar como en buenas condiciones.

Se hace énfasis en el diseño de muestra para garantizar la confiabilidad y la confianza en la desviación de los resultados. Con ese diseño se generó una plantilla donde el inspector levantaría todos esos grados de afectación, así como el lugar sitio y cara de cada uno de ellos. Es muy importante destacar lo de las caras porque como se verá más adelante, la exposición a los vientos preferenciales es uno de

los factores de mayor problema, por el efecto erosivo que puede destruir hasta los productos protectores que eventualmente pudiesen generarse en el galvanizado.

Como antes dicho, el diseño de la muestra se generó para garantizar no más de un 5% de error en la desviación y para ello se demostró que con una muestra de 196 perfiles por torre de ese conjunto de elementos se garantizaba dicha fiabilidad.

Otra nota importante fue la evaluación en diferentes tiempos que validaba las estimaciones que ya se tenían desde el proyecto MICAT, en donde en menos de 3 años el avance de la degradación del galvanizado y la exposición del acero era evidentemente dramática. Esto se pudo corroborar y se observó con mayor intensidad dependiendo de las alturas y de las caras de exposición.

Otro aspecto importante cuando se realizan evaluaciones de esta envergadura y con estas particularidades, es la caracterización de la atmósfera, la cual va de la mano con la validación del levantamiento de daños que se está realizando. Esta caracterización pasa por establecer sitios de muestreos de los contaminantes químicos ambientales y en este caso, se realizaron a diferentes alturas. Esto en conjunto con los datos tomados de las estaciones meteorológicas más cercanas, en este proyecto en particular se consideró la estación de Cuatricentenario.

Se categorizaron cada uno de los microclimas para cada torre observándose que, en función del promedio de la cantidad de cloruro, de los compuestos de azufre y del tiempo de humectación, la categoría se estableció en C4 (alta corrosividad).

¿Qué resultados se obtuvieron? Partiendo de la categorización C4, se incorporan las velocidades de corrosión calculadas en sitio (Tabla 1), y el hecho de que el galvanizado tuvo una pérdida de más de $30 \mu\text{m}/\text{año}$, solamente en su cara resguardada, la no expuesta a los vientos preferenciales, teniendo en cuenta que la categoría C5, para antes de la actualización de la ISO (2012), no llegaba a $8 \mu\text{m}/\text{año}$. La actualizada (CX) es de apenas $25 \mu\text{m}/\text{año}$, y en este proyecto se alcanzó en las-áreas expuesta a los vientos más del doble del máximo según ISO (CX) Entonces, ¿qué llama la atención en este sentido? teniendo la categorización, las velocidades de corrosión del galvanizado y del acero, donde este último se encontró en promedio de $200 \mu\text{m}/\text{año}$.

La Figura 10 es alusiva a los mapas de corrosividad que se generaron en MICAT, para el cinc. Y se observa lo mismo, que el tamaño del gráfico circular para el caso de lo que sería El Tablazo a la izquierda y la Voz de Venezuela son los que presentan las mayores velocidades de corrosión del galvanizado. Este y el efecto de los vientos en este caso es lo que particularmente llama la atención.

Tabla 1. Velocidad de corrosión del acero galvanizado y del acero base a diferentes alturas y caras expuestas

| Muestra | Velocidad de Corrosión del Galvanizado. ($\mu\text{m}/\text{año} > \text{C5}$) | |
|--|--|-------|
| | 44 m | 117 m |
| Zona expuesta a los vientos preferenciales | 52,92 | 52,92 |
| Cara expuesta directamente al medio | 35,7 | 35,5 |
| Cara resguardada del medio | 36,75 | 33,32 |

| Altura | Velocidad de Corrosión del Acero en Campo ($\mu\text{m}/\text{año}$) |
|--------|--|
| 44 m | 153 |
| 177 m | 199,3 |

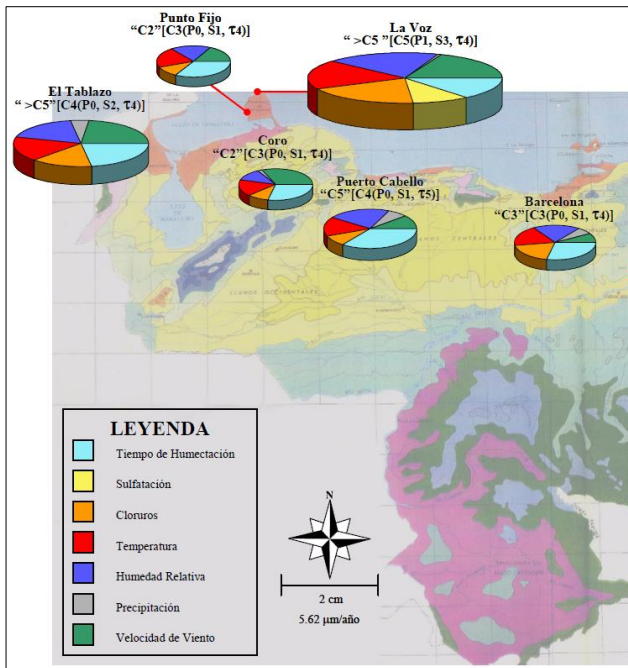


Figura 10. Segmento del mapa venezolano de corrosividad atmosférica para cinc. Fuente: MICAT

Otro de los resultados del MICAT que se validó en este proyecto, es la velocidad de corrosión con la cual el acero se potencia al estar expuesto en estos medios. Puede verse que para el caso de las representaciones anuales del MICAT se alcanzaban 350-300 $\mu\text{m}/\text{año}$. La profesora Troconis de Rincón referenció que se han encontrado en la estación La Voz de Venezuela velocidades mayores a 1 mm por año. Por lo tanto, lo impactante es el hecho de que en el caso de las Torres, donde los espesores del galvanizado eran $\pm 80 \mu\text{m}$, en menos de 2 años se pierde el galvanizado y el acero queda expuesto. Las velocidades del acero en estos medios superan el C5, es decir, por encima de los 200 $\mu\text{m}/\text{año}$, un valor muy alto. Por lo tanto, era necesario evaluar el riesgo, la integridad estructural y vida útil de las torres, mediante la

estimación y modelaje de los daños, como otro producto del proyecto.

Otro de los proyectos relacionados fue PÁTINA, el cual evaluó los sistemas de protección sobre materiales desnudos, siendo parte de los alcances de este proyecto de evaluación de las estructuras de las torres de transmisión eléctrica; donde se evaluaron los posibles sistemas de recubrimiento que pudiesen ser usados para la rehabilitación de la superestructura. Como se describió previamente, los perfiles tenían corrosión severa del galvanizado. Sin embargo, para esos momentos, el acero base no había perdido el suficiente espesor como para poner en riesgo la estructura o como para considerar otra acción más allá que la rehabilitación de esos perfiles. Los cuales se consideraron como perfiles con acero galvanizado envejecido y, por lo tanto, se evaluaron los mejores procedimientos para la preparación de superficie y posterior aplicación de los sistemas de recubrimiento.

¿Cómo se evaluó esta situación? Una de las cosas importantes es que no solamente se evaluaron a nivel de laboratorio los sistemas de recubrimiento que podrían proponerse para la rehabilitación, sino que también se validó su comportamiento en campo en las mismas torres. A través de todas las normas y procedimientos estandarizados se realizó la inspección y evaluación del desempeño y las fallas de los recubrimientos, a través de ensayos como grados de ampollamiento, fisuramiento, hongos, corrosión, entre otros.

Una acotación importante es que la profesora Troconis de Rincón con su grupo, estaba negada a la falta de protección y básicamente lo propuesto en aquel momento que era un genérico de fondo epóxico y un acabado de poliuretano fue el sistema probado. El desempeño de los diversos sistemas de recubrimientos evaluados, variaron en función de las modificaciones de cada una de las empresas que participaron, en donde el mejor desempeño lo tuvo un esquema que solo tenía el fondo de base epóxica modificada, sin el acabado de poliuretano; siendo este el especificado para esta rehabilitación.

Las conclusiones para esta parte del caso es que las zonas de las torres y la línea de la torre que se encontró más afectada y con mayores avances o corrosión del galvanizado eran las que se encontraban en dirección de los vientos preferenciales o predominantes del noreste.

La atmósfera que rodea, evidentemente, tiene una alta corrosividad, una categorización C4 con el agravante adicional de la velocidad de viento y de las partículas que vienen en estos, en particular todo lo sólido que pueda venir y que entonces erosiona el galvanizado, por lo cual incrementa esa agresividad a más de CX, estipulado en la norma ISO 9223:2012.

Dentro de la recopilación de resultados, se estimó un reemplazo de los pernos entre un 26%, e incluso en función de las alturas, hasta un 33%. El análisis probabilístico permitió priorizar las reparaciones para garantizar la estabilidad estructural de las torres. Es fundamental destacar

que, en ese momento el nivel de daño y su extensión no configuraban un problema estructural.

El alcance de este proyecto también correspondía a lo que eran los elementos de concreto armado y elementos pretensados que fueron inspeccionados. Esa evaluación e inspección se hizo a través de todo el procedimiento estipulado en el DURAR y las normas que allí son referidas. De manera general se puede decir que se encontraron en los cabezales áreas de corrosión o extensiones importantes de problemas por corrosión, indudablemente vinculados al medio ambiente que lo rodea, acero expuesto, áreas fofas, entre otros, sin que ello afectase la estabilidad de las torres. Los pilotes se encontraron en muy buen estado.

El segundo caso se ubica en el oriente de Venezuela, también en las costas, pero referido a un problema en estructuras de concreto armado.

Este problema de concreto armado en una planta industrial, en lo particular en una edificación utilizada como "Pipe Rack", que está identificada en la Figura 11, donde se puede observar que está a menos de 3 km de la costa del mar Caribe.

Es una edificación con una longitud de aproximadamente 1 km, tres niveles y una altura aproximada a los 20 m.



Figura 11. Instalación industrial y estructura de Pipe Rack

Los criterios de evaluación se establecieron en función a los planteados en el DURAR, reconociéndose manchas de humedad y óxido, lixiviación, grietas, concreto fofo, delaminación del concreto y acero expuesto. Se hizo la inspección visual y el levantamiento de todos los elementos, pórticos completos en sus columnas, vigas longitudinales y transversales.

Entre los daños encontrados (Figura 12) se mencionan grandes extensiones con acero expuesto, muchas zonas

fofas y con desprendimiento del concreto y la existencia de áreas donde se aplicaron procedimientos de reparación errados que potenciaron daños en áreas anexas. El levantamiento de daños se hizo en los tres niveles y en todos los pórticos.



Figura 12. Vistas de daños encontrados en vigas

Para la criticidad de los daños, se generó un código de colores para de una manera visual generar y ubicar esos sitios de mayor daño para evaluar los orígenes de causas particulares (Figura 13). Esos niveles de daño se realizaron en función de los criterios anteriormente mencionados.

| Levantamiento general de daños para los elementos seleccionados en los 3 niveles. | | | | | | | | | | | | | | | | | Clasificación de los daños por corrosión encontrados. | | | | | | |
|---|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|---|----|----|----|----|----------------|-------------------|
| Nivel/eje | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 | 21 | 22 | 23 | 24 | 25 | 26 | 27 | 28 | 29 | 30 | 31 | 32 | 33 | 34 | 35 | 36 | Nivel de daños | Código de colores |
| 1 ^{er} | 0 | 0 | 0 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 3 | 2 | 1 | 1 | 2 | 2 | 1 | 2 | 1 | 0 | 0 | Sin daños | 0 |
| 2 ^{do} | 0 | 0 | 0 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 2 | 2 | 2 | 2 | 3 | 2 | 2 | 3 | 3 | 1 | 1 | 0 | 0 | Leve | 1 |
| 3 ^{er} | 0 | 0 | 0 | 4 | 2 | 2 | 4 | 2 | 4 | 1 | 4 | 4 | 4 | 4 | 0 | 1 | 0 | 1 | 4 | 0 | 0 | Moderado | 2 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | Severo | 3 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | Muy severo | 4 |

Figura 13. Criterios y niveles de daños establecidos

Luego de tener esa evaluación de daños de toda la estructura, se concentró la actividad en los sitios donde se hizo el levantamiento electroquímico detallado. Este levantamiento electroquímico se realiza en función también del procedimiento encontrado en el DURAR, en donde se genera un mapeo del potencial de corrosión y puntual donde luego de generar el barrido de potencial de los elementos, se seleccionan los sitios para medir la velocidad de corrosión. El criterio simplificado que está en el DURAR significa que las áreas con potenciales mayores a o más negativos de -200 mV se incluyen en el color rojo y disminuyendo hacia el color verde los valores más nobles. Aquí originalmente se concretó en este nivel de riesgo porque ya se tenía el conocimiento que la fuente raíz eran los cloruros.

La Figura 14 muestra un levantamiento detallado de la parte electroquímica en donde se observan la actividad del acero para diferentes elementos evaluados (potenciales y velocidades de corrosión), donde se muestra un comportamiento de elevada actividad electroquímica asociada al contenido de cloruro en el concreto.

| Eje | Elemento | Rango de las variables electroquímicas de corrosión | | Núcleo (testigo) | Concentración de cloruros (profundidad) | | Nivel de daño |
|-----|----------------|---|----------------------------|------------------|---|----------|---------------|
| | | Ecor (mV vs Cu/CuSO ₄) | Icor (µA/cm ²) | | 5 cm | 1 cm | |
| 1 | VT1CN-N1 | -88 a -290 | 0.002 a 0.020 | N15 | 4.775,0 | 2.468,0 | SD |
| 16 | VT16CN-N1 | +94 a +24 | 0,10 a 0,70 | N9 | 2.799,0 | 3.611,0 | SD |
| | VT21CN-N1 | +90 a -390 | 0.100 a 0.700 | N11 | 1.423,0 | 15.417,0 | SD |
| | VL21-20COLEN1 | -8 a -175 | 0.071 a 0.155 | SN | - | - | SD |
| | VT21CNLON3 | +81 a +162 | 0.290 | SN | - | - | SD |
| 21 | VT21CSUPLON3 | -2 a -149 | 0.190 | N1 | SM | 21.800,0 | SD |
| | VT21CSLON3 | +3 a -177 | 0.170 a 0.250 | SN | - | - | SD |
| | VT21CNLEN3 | +75 a -174 | 0.094 a 0.396 | N2 | 1.930,0 | 5.159,0 | M |
| | VT21CSLEN3 | +67 a -117 | 0.084 a 0.207 | SN | - | - | M |
| | VT24CN-N1 | +20 a -293 | 0.281 a 0.710 | N8 | 8.222,0 | 25.071,0 | SD |
| | VL24-25COLEN1 | +28 a -160 | 0.090 a 0.240 | N6 | 3.224,0 | 5.955,0 | SD |
| | C24LEN1 | -8 a -115 | SMI | N7 | 2.100,0 | 5.803,0 | SD |
| 24 | VT24CNLEN3 | +75 a -200 | 0.114 a 0.330 | SN | - | - | M |
| | VL24-23COLEN3 | -32 a -213 | 0.680 a 0.940 | SN | - | - | SD |
| | VL24-25COLEN3 | -157 a -242 | SMI | N5 | 8.305,0 | 15.460,0 | SD |
| | VT24CNLON3 | +17 a -255 | 0.100 a 0.400 | N4 | 3.867,0 | 13.705,0 | M |
| | VL24-25CELOEN3 | +217 a +132 | SMI | N3 | 3.544,0 | 14.669,0 | M |
| | VT27CNLEN1 | 303 a 330 | 0.01 a 0.116 | SN | - | - | SD |
| 27 | VL27-28COLEN1 | 313 a 370 | 0.020 a 0.100 | SN | - | - | SD |
| | VT27-26COLEN1 | 308 a 368 | SMI | SN | - | - | SD |
| | VT27CSLEN3 | -29 a -245 | 0.317 a 0.600 | SN | - | - | M |

VT: viga transversal. VL: viga longitudinal. C: columna. SMI: sin medidas de velocidad de corrosión. SN: sin núcleo. SM: sin muestra. SD: sin daños aparente. M: daños moderado. S: daños severos.

Figura 14. Ejemplo de levantamiento electroquímico

Luego de la evaluación electroquímica, se confirmaban los sitios para la extracción de núcleos en donde se validó el origen de causa, es decir, la cantidad de cloruro dentro del concreto. Un gran número de los sitios escogidos por esa particularidad electroquímica presentaron una cantidad de cloruro muy por encima del límite para iniciar el proceso de corrosión, el cual es 4.000 ppm en base a cemento.

Nótese en la Figura 15 que se tuvieron caras más externas con valores por encima de los 10.000 ppm. Esto corrobora la particularidad de nuestros medios agresivos, que obviamente van ligados al diseño de mezcla que se pudo realizar en su momento, calificado como deficiente. Esto es un resumen de la parte electroquímica con el nivel de daño en donde es interesante destacar velocidades de corrosión y de cantidad de cloruro con valores elevados que evidentemente comprometen la durabilidad y la vida útil de la estructura.

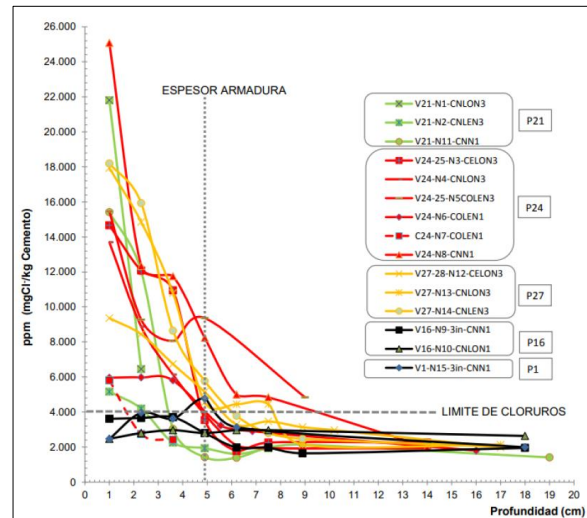


Figura 15. Perfiles de concentración de cloruros en los testigos extraídos en la estructura

Las conclusiones para este trabajo precisaron el origen de causa en el mecanismo de corrosión, por ataque de cloruro. Hay factores particulares en esta estructura que potenciaron esa entrada en algunos sitios de esta, que tenía que ver con un sistema de ventiladores en la parte superior del Pipe Rack que incrementaron la formación y el avance de las grietas. La extensión y el grado de corrosión de la estructura fue una combinación con el medio ambiente y las particularidades mencionadas y la baja calidad del diseño de mezcla utilizado.

SEGUNDA PARTE ADECUANDO EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE OBRAS MARINAS PARA CONSIDERAR EL USO DE CEMENTOS CPCA o CPCB CON ALTOS CONTENIDOS DE CALIZA

Dr. Ing. Andrés Torres-Acosta

Este artículo presenta y analiza el efecto que están teniendo en la durabilidad algunas formulaciones de cemento que se están utilizando en los últimos años en México, en las cuales se ha reducido el contenido de clinker de los mismos buscando la sostenibilidad de la industria cementera y, por ende, de la concretera. Al incidir tan directamente en la durabilidad de las construcciones, el tema está siendo estudiado y debatido debido a su trascendencia y alto significado económico y social. Siempre se ha pensado que el concreto es un material eterno, de propiedades invariables, pero en realidad esto ha cambiado en los últimos 20 años desde el momento que el propio cemento Portland se ha modificado, esencialmente mediante la reducción del clinker y su sustitución por otras adiciones, con el agravante de que algunas de estas adiciones no son cementantes, sino más bien rellenos inertes.

Existe la costumbre de diseñar estructuras donde al concreto se le asigna una resistencia en términos de $f'c$ entre 20 y 30 MPa (Megapascasles). Esas resistencias mecánicas son de concretos con una relación agua: cemento, la de 20 MPa de 0,80 y la de 30 MPa de 0,65 mientras que la

normativa internacional pide una relación agua: cemento máxima de 0,45 para obras durables. Obviamente, concretos con estos niveles de resistencia no satisfacen los requisitos de durabilidad toda vez que las mismas generan concretos con contenidos de vacíos de entre un 20% el de 30 MPa hasta un 25% el de 20 MPa. Todo esto afecta la durabilidad debido al aumento de la difusividad de los agentes agresivos al interior del concreto. A esta situación de por sí compleja, se le agregan las condiciones climatológicas que tenemos en nuestros países latinoamericanos. En los países del hemisferio norte siempre se tienen temperaturas bastante bajas con muy pocos meses por encima de los 25 °C mientras que en nuestros países regularmente tenemos esas temperaturas casi todo el año, así que tendríamos efectos dañinos por corrosión en tan solo 5 a 10 años.

Las imágenes de la Figura 16 son algunos ejemplos de puentes carreteros y muelles en los puertos mexicanos evaluados entre los años 2012 y 2014, donde todos tenían este tipo de daños.



Figura 16. Daños por corrosión del acero de refuerzo en estructuras de muelles en puertos mexicanos

Y estos daños se debían a que el concreto de nueva cuenta se diseñaba con resistencia a la compresión de 25 MPa y no por durabilidad.

Son tres los ambientes de exposición agresivos que pueden generar problemas de durabilidad en estructuras de concreto, principalmente la corrosión del acero. En primer lugar, en ambientes urbanos en donde el dióxido de carbono penetra en la porosidad del concreto y genera cambios químicos principalmente el pH de este, aunque también ya se ha visto que puede también generar esta carbonatación contracciones que a su vez generan fisuras y grietas en el interior del concreto, situación que antes no se veía porque la carbonatación regularmente se daba en la superficie del concreto hasta una profundidad de 2 a 5 mm, máximo 10 mm, pero ahora con la alta carbonatación que tienen los nuevos concretos con las nuevas formulaciones de cemento, al reducir el clinker, el concreto se puede carbonatar todavía más (10-35 mm) y entonces existen más efectos dañinos con la carbonatación que hace 20 años. Anteriormente solo se le daba importancia al cambio del pH por esta carbonatación del concreto, hoy en día como ya comenté también hay otros problemas que afectan en el concreto. En segundo lugar, en las zonas industriales, no solo el dióxido de carbono, también el dióxido azufre generan problemas en el propio concreto por ataque por sulfatos. Por tercero y último, las zonas marinas, donde el cloruro es el que afecta principalmente al acero. Hasta ahora no se ha visto que el cloruro afecte al concreto, más bien afecta al acero.

En la Figura 17 se presenta el modelo de durabilidad más utilizado, en donde se relaciona la capacidad y carga de la estructura en función del tiempo de vida de esta y se puede dividir en dos etapas principales: la vida útil que a su vez se divide en otras dos que sería el tiempo de iniciación (T_1) y el tiempo de propagación (T_2). El tiempo de iniciación es cuando el cloruro penetra hasta llegar a la varilla e inicia su proceso de corrosión. El tiempo de propagación es cuando ya la varilla se expande por los óxidos y empieza a agrietar el concreto hasta llegar a unas primeras grietas en la superficie (así es donde finaliza el tiempo de propagación). En este tiempo de iniciación y propagación, la capacidad de carga del elemento estructural es prácticamente es la misma. Es hasta después cuando se empieza a agrietar más el concreto, cuando delaminaciones o desconchamientos del recubrimiento empiezan a caerse es cuando ya tenemos pérdida de capacidad de carga y eso se conoce como vida residual.

Por lo tanto, con esta visión del modelo de durabilidad, se busca que las estructuras puedan cumplir el ciclo de vida considerando la economía circular para alcanzar la sostenibilidad.

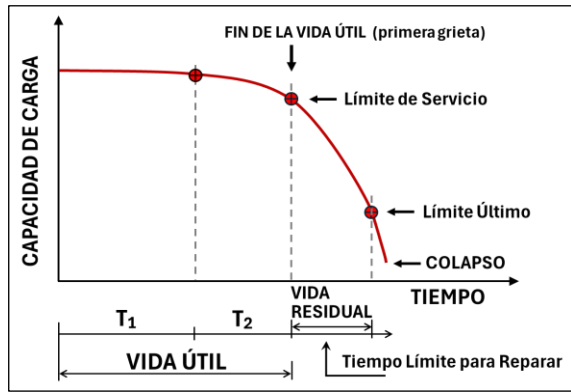


Figura 17. Modelo de durabilidad para estructuras de concreto armado

Y esa sostenibilidad, ¿qué significa? Desde el punto de vista ambiental, significa que se tenga la menor cantidad de emisiones de CO₂ durante todo el ciclo. Y ese ciclo se puede dividir en las etapas mostradas en la Figura 18: la etapa de extracción y fabricación de los materiales, después se tiene la segunda etapa de construcción, diseño y construcción de la infraestructura. La tercera etapa sería el uso y la ocupación para darle un mantenimiento a la infraestructura, principalmente mantenido preventivo. Y, por último, cuando ya llegó el final de su etapa de servicio, continuando con la deconstrucción y el reciclado de los materiales que la constituyeron.



Figura 18. La economía circular en la industria de la construcción. JP Yumba, 2014

Básicamente ahora se tiene a nivel mundial la filosofía de reducir las emisiones de CO₂ en la fabricación de los materiales y principalmente el caso del cemento. Y esta filosofía se basa en reducir el clinker, porque por cada tonelada de clinker que se produce, implica una emisión de 0,8 a 1 tonelada de CO₂. Dicho de otra forma, por cada saco de cemento se están emitiendo 40 a 50 kg de CO₂. Visto a nivel mundial, son 4.000 – 4.300 millones de toneladas al año la producción de cemento y son estas las emisiones que se quieren reducir y obviamente eso obliga a cambiar las

estrategias para poder reducirlas. Desde el punto de vista de fabricante se está haciendo. La Figura 19 permite dividir el origen de estas emisiones durante la fabricación del clinker.

El 50% es el cambio de carbonato de calcio a óxido de cal (la denominada decarburización), el 35% es el combustible que se usa en los hornos y el 15% la electricidad y transporte en las fábricas cementeras.

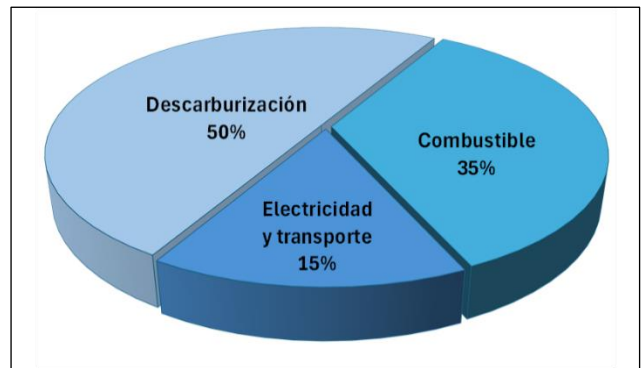


Figura 19. La economía circular en la industria de la construcción. Fuente: E.F Irassar. Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional del Centro, de la Provincia de Buenos Aires. Argentina

En el caso de los cementos antes del año 2000, en México, se utilizaron los cementos según la clasificación ASTM, tipos I al V, que eran cementos con 92- 95% de clinker (Tabla 2).

Tabla 2. Tipos de cemento Norma NMX-C-001 (ASTM C-155)

| CEMENTO | USO |
|----------|--|
| TIPO I | Cemento de uso general. |
| TIPO II | Genera menor calor de hidratación que el tipo I y es más resistente al ataque por sulfatos. Se utiliza en grandes estructuras en las que el calor de hidratación puede provocar agrietamientos. |
| TIPO III | Cemento de alta resistencia a temprana edad y rápido fraguado. Es usado cuando se requiere alcanzar una elevada resistencia en pocos días. |
| TIPO IV | Presenta un calor de hidratación más bajo que el tipo III, se utiliza en construcciones de concreto masivo. |
| TIPO V | Cemento de alta resistencia a la acción de los sulfatos, se utiliza en estructuras que están en contacto con suelos de aguas freáticas de alto contenido de sulfatos y en hormigones con aguas negras domésticas concentradas. |

Contenidos de clinker entre el 92% y 95%, el resto era yeso Norma mexicana cancelada y modificada en el año 2000

A partir del año 2000, esto se modifica con la Norma Mexicana NMX-C-414-ONNCCE-2017 que contempla seis diferentes tipos de cemento (Tabla 3).

Tabla 3. Tipos de cemento en la norma mexicana NMX-C-414-ONNCCE-2017.

| TIPO | DENOMINACIÓN | DESCRIPCIÓN |
|------|---|--|
| CPO | Cemento Portland ordinario. | Es el cemento producido a base de la molienda del clinker Portland y usualmente, sulfato de calcio. |
| CPP | Cemento Portland Puzolánico. | Es el conglomerante hidráulico que resulta de la molienda conjunta del clinker Portland, materiales puzolánicos y usualmente, sulfato de calcio. |
| CPEG | Cemento Portland con Escoria Granulada de Alto Horno. | Es el conglomerante hidráulico que resulta de la molienda conjunta de clinker Portland, escoria de alto horno y usualmente sulfato de calcio. |
| CPC | Cemento Portland Compuesto. | Es el conglomerante hidráulico que resulta de la molienda conjunta de clinker Portland, usualmente, sulfato de calcio y una mezcla de materiales puzolánicos, escoria de alto horno y caliza. En el caso de la caliza, este puede ser el único componente. |
| CPS | Cemento Portland Con Humo de Sílice. | Es el conglomerante hidráulico que resulta de la molienda conjunta del clinker Portland, humo de sílice y usualmente sulfato de calcio. |
| CEG | Cemento con Escoria Granulada de Alto Horno. | Es el conglomerante hidráulico que resulta de la molienda conjunta de clinker Portland, y mayoritariamente escoria granulada de alto horno y sulfato de calcio. |

En la nomenclatura, se eliminan los números romanos y se les dan ya nombres con siglas como CPP, cemento portland puzolánico o el CPC cemento portland compuesto. En los últimos años esta línea de cemento se ha ido evolucionando a tal grado que solo se produce CPC. El CPO (cemento portland ordinario) desde hace 3 años no se fabrica, sino únicamente CPC, los otros tipos de cemento se fabrican sobre pedido. Entonces en realidad se tiene como línea principal los cementos portland compuestos (CPC) y estos cementos son aquellos que pueden tener de todo: tienen clinker, materiales puzolánicos, escoria granulada de alto horno, humo de sílice, caliza, pero también en esta norma se pueden llamar CPC a todo cemento que tenga únicamente clinker y caliza. Entonces, eso hace una gran confusión porque el mismo nombre tiene cementos que pueden tener buenos cementantes como es la escoria, la puzolana, el clinker, pero que no tienen ninguna adición cementicia, como es el caso de la caliza, que es un relleno inerte.

Como puede verse en la Tabla 4, el CPC puede tener, además de clinker, sulfato de calcio, material puzolánico, escoria de alto horno y caliza. Nótese que la caliza puede ser la única adición y en el caso de México, está autorizado hasta un 35%, siendo el país que más proporción de caliza autoriza mientras que Venezuela y Argentina la limitan a 20%.

Tabla 4. Componentes de los distintos tipos de cemento en la norma mexicana NMX-C-414-ONNCCE-2017

| TIPO | DENOMINACIÓN | COMPONENTES | | | | | |
|------|--|----------------|---------------------------------|------------------------|----------------|--------|--------------|
| | | Clinker + yeso | Escoria granulada de alto horno | Materiales puzolánicos | Humo de sílice | Caliza | MINORITARIOS |
| CPO | Cemento Portland ordinario | 95 – 100 | --- | --- | --- | --- | 0 – 5 |
| CPP | Cemento Portland puzolánico | 50 – 94 | --- | 6 – 50 | --- | --- | 0 – 5 |
| CPEG | Cemento Portland con escoria granulada de alto horno | 40 – 94 | 6 – 60 | --- | --- | --- | 0 – 5 |
| CPC | Cemento Portland compuesto (4) | 50 – 94 | 6 – 35 | 6 – 35 | 1 – 10 | 6 – 35 | 0 – 5 |
| CPS | Cemento Portland con humo de sílice | 90 – 99 | --- | --- | 1 – 10 | --- | 0 – 5 |
| CEG | Cemento con escoria granulada de alto horno | 20 – 39 | 61 – 80 | --- | --- | --- | 0 – 5 |

Como se ve en la Figura 20 una evaluación de cómo han ido cambiando las adiciones con el tiempo indica que la gran mayoría ha ido reduciéndose, como es el caso de la escoria. Lo mismo sucede con la ceniza volante pues esta es el

producto de las emisiones de carbón en las plantas termoeléctricas, las cuales están cerrando en muchos países por decisiones ambientales. Pero la caliza es lo que ha estado incrementándose cada vez más. ¿Por qué? Porque es el material base de la fabricación del clinker, lo tienen ahí mismo en sus fábricas. Únicamente hay que secarla, triturarla y pulverizarla, hacerla más fina y añadírsela al cemento.

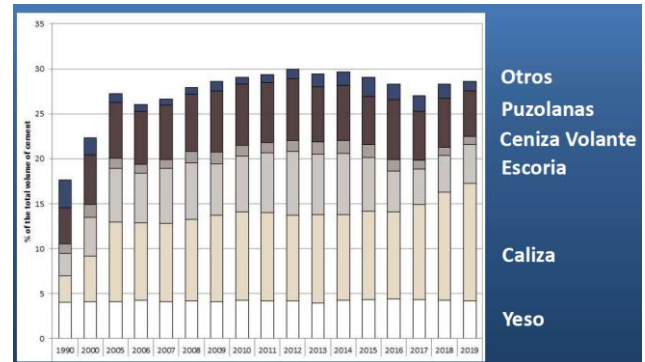


Figura 20. Cambios en la cantidad de adiciones, 1990-2019

La Figura 21 muestra el efecto que sobre la resistencia a la compresión del concreto tienen las adiciones de caliza.

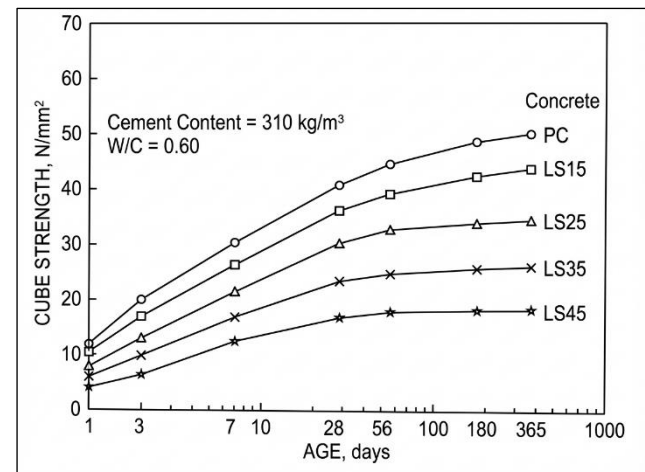


Figura 21. Efecto de las adiciones de caliza sobre la resistencia a la compresión del concreto

Como puede verse, para un mismo contenido de polvo de cemento, que es clinker y caliza, y una misma relación agua: cemento de 0,60, al aumentar el contenido de caliza se reduce la resistencia. Cada vez más baja es la resistencia de los concretos porque cada vez se le añade más caliza. ¿y qué es lo que se debe de considerar en esta etapa de la economía circular de los fabricantes? Obviamente innovar materiales para reducir gases de efecto invernadero, definir bien los componentes de estos materiales (especialmente de los cementos compuestos), especificar también posibles restricciones, porque puede haber algunos cementos en donde van a tener concretos de altas contracciones o también se van a tener contenidos bajos de clinker o habrá la necesidad de dejar la estructura con mayor tiempo de curado, porque necesitaran más tiempo éstos de curado que los cementos que no tenían ninguna adición. Y, obviamente

también es evaluar los concretos con bajas emisiones de CO₂ (también llamados verdes) a largo plazo para determinar su durabilidad.

En una segunda etapa, ya el responsable no es el fabricante del material, sino el arquitecto, el proyectista estructural y el constructor, quienes están a cargo de la construcción adecuada de la obra para lograr la sostenibilidad.

¿Qué es lo que se debe de considerar para el caso de los diseñadores? diseñar también por vida de servicio, no solo por cargas estructurales o cargas mecánicas, sino pensar en que hay que diseñar los edificios con vidas de servicio de 60 años u 80 años para estructuras más importantes como son puentes, escuelas, hospitales, considerar las cargas ambientales. Es decir, si se va a colocar el edificio o el puente en una zona marina, se tendría que considerar estas cargas ambientales muy diferentes a si se vaya a construir en una zona rural donde no hay ningún efecto de estos agentes agresivos. Se debe también diseñar o seleccionar el material adecuado antes de que empiece la construcción. Se resalta la necesidad de hacer pruebas previas de durabilidad de los materiales antes de que se empiece a construir la obra. También se debe especificar sistemas constructivos, porque si se está hablando de concretos de alto desempeño, de alta durabilidad, pues se necesitaría entonces tener métodos constructivos, como es el caso de mayor tiempo de curado, como es el caso de vibrado con vibradores, entre otras previsiones. Y, por último, también el diseñador debe entregar manuales de mantenimiento preventivo para que se cumplan estos 60 u 80 años de diseño.

Los pasos que las normas mexicanas, tanto NTC 2023 como la NMX-C-530-ONNCCE-2018, definen en el proceso de diseño, primero es definir la vida útil del proyecto, después seleccionar los materiales que deben utilizarse, y por último diseñar por cargas (método tradicional). Una vez que se tiene definido el concreto para esa aplicación específica y para ese ambiente, entonces se define la resistencia la compresión que este concreto alcanzará. Ahora se está hablando de resistencias de la compresión de 40, 50, 60 MPa a diferencia de las de 20 o 30 MPa que los estructuristas están acostumbrados a utilizar. Es indispensable definir las especificaciones en planos de manera adecuada, sobre todo holguras, procedimientos constructivos. Por último, entregar estos manuales de mantenimiento preventivo. Eso es lo que se le está exigiendo en esta normativa a todo diseñador que involucre la durabilidad en sus diseños.

En la norma NMX-C-530-ONNCCE-2018, se indican para el caso del diseño, las designaciones o clasificaciones de exposición. Con estas características se definen cuáles son las propiedades del concreto, la máxima relación agua: cemento, el contenido mínimo de cemento, el recubrimiento mínimo que debe tener la estructura y la resistividad eléctrica saturada del concreto, que es un parámetro de diseño por durabilidad que se está proponiendo ahora en México. Si vemos los datos de la Tabla 4, la resistividad que ahora se está planteando como un parámetro de diseño para el caso

de carbonatación y cloruros. No es la resistencia a la compresión la que interesa para durabilidad sino esta resistividad eléctrica.

En la tabla de requisitos para las mezcla de concreto de la norma mexicana NMX-C-530-ONNCCE-2018, no se incluye la resistencia a la compresión, más bien lo que se pide es la resistividad eléctrica. ¿Y qué es la resistividad eléctrica? Es un método para determinar la resistencia eléctrica del concreto. Es una prueba no destructiva, como sucede con la resistencia a la compresión. El mismo cilindro se puede medir en varias fechas, estando el cilindro en una cámara de curado o en una tina de curado, se saca, se mide la resistividad y se regresa a la cámara. En la Tabla 4 se indican los valores de la resistividad exigidos, dependiendo del ambiente de exposición que tendrá la estructura.

Tabla 4. Requisitos para mezclas de concreto. Norma Mexicana NMX-C-530-ONNCCE-2018

| REQUISITOS | SIN RIESGO DE CORROSIÓN | CORROSIÓN INDUCIDA POR CARBONATACIÓN | | | | CORROSIÓN INDUCIDA PROVENIENTES DE AGUA DE MAR | | | |
|--|-------------------------|--------------------------------------|------|------|------|--|------|------|------|
| | | C0 | C1 | C2 | C3 | M1 | M2 | M4 | M5 |
| Máxima relación agua | Masa | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- |
| | Reforzado | 0.7 | 0.60 | 0.55 | 0.50 | 0.50 | 0.45 | 0.42 | 0.40 |
| | Presforzado | 0.6 | 0.55 | 0.50 | 0.45 | 0.45 | 0.42 | 0.38 | 0.35 |
| Contenido mínimo de cemento (kg/m ³) | Masa | 230 | 250 | 250 | 250 | 250 | 250 | 250 | 250 |
| | Reforzado | 250 | 250 | 280 | 300 | 300 | 380 | 400 | 450 |
| | Presforzado | 250 | 280 | 300 | 350 | 380 | 400 | 450 | 480 |
| Recubrimiento mínimo (mm) | Masa | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- |
| | Reforzado | 25 | 25 | 30 | 40 | 50 | 50 | 60 | 70 |
| | Presforzado | 25 | 30 | 35 | 45 | 60 | 60 | 70 | 80 |
| Resistividad húmeda (kΩ-cm) | Masa | 10 | 10 | 15 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 |
| | Reforzado | 10 | 15 | 20 | 30 | 30 | 40 | 50 | 60 |
| | Presforzado | 20 | 20 | 25 | 30 | 40 | 50 | 60 | 70 |

La Figura 22 muestra una correlación entre resistividad y coeficiente de difusión. En la segunda ley de Fick aparece el coeficiente de difusión, pero es un parámetro muy difícil obtener en el laboratorio porque hay que cortar rodajas, triturar, pulverizar, para luego hacer análisis químicos. Es una prueba muy costosa. En cambio, se ha encontrado que con la resistividad se puede directamente calcular el coeficiente de difusión de cloruros.

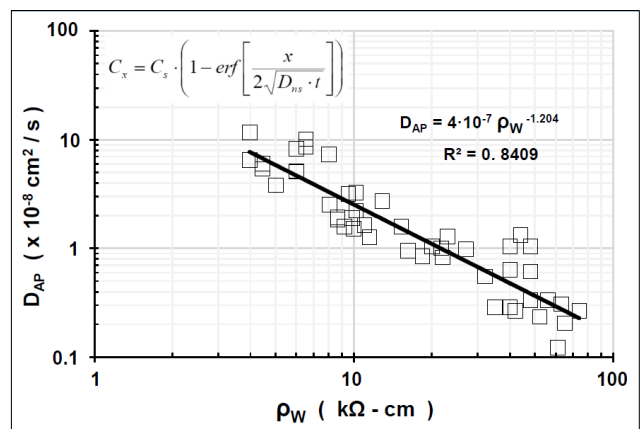


Figura 22. Correlación entre resistividad (abscisas) y coeficiente de difusión. Fuente. Investigaciones del autor en puentes de Florida, Yucatán y Ciudad del Carmen

Analizando la difusividad del cloruro para concretos con distintos contenidos de caliza se ha demostrado la relación directa existente entre ambas, dicho de otra manera, la difusividad del cloruro aumenta con el contenido de caliza

adicionada. Esto refuerza la necesidad de emplear cementos que tengan bajos contenidos de caliza para evitar estas difusividades.

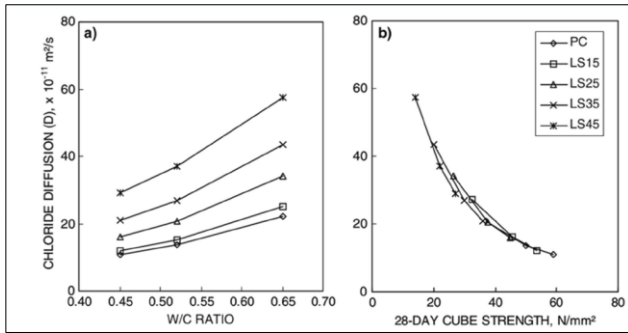


Figura 23. Difusividad del cloruro para concretos con distintos contenidos de caliza

Y no solo es la difusividad, también se ha visto que el umbral de cloruros, que sería el contenido de cloruros que iniciaría la corrosión en el acero de refuerzo. Para cementos que solo tienen clinker, el umbral está cercano a 0,44 como lo muestra los puntos a la izquierda de la Figura 24. Si tienen ceniza volante (datos del centro de la Figura 24), se observa cómo se reduce también el umbral de cloruros a 0,32, porque se reduce el clinker. El clinker es el que tiene los potasios y el sodio que le dan un mayor pH y por lo tanto una mayor resistencia a los cloruros, como se ha demostrado ya hace 40 años, que mientras más pH tenga el concreto tiene mayor resistencia a cloruros. Entonces, al añadir ceniza volante, se tiene una reducción del pH y por lo tanto también reducción del umbral a 0,32. Por último, a la derecha de la misma gráfica, la mezcla con LC3, que es un cemento que tiene 15% de caliza y 35% de arcilla calcinada y el resto 50% clinker. Obsérvese como el umbral bajó a 0,17, o sea, que estos concretos tienen mayor tendencia a que el acero se corra por cloruros.

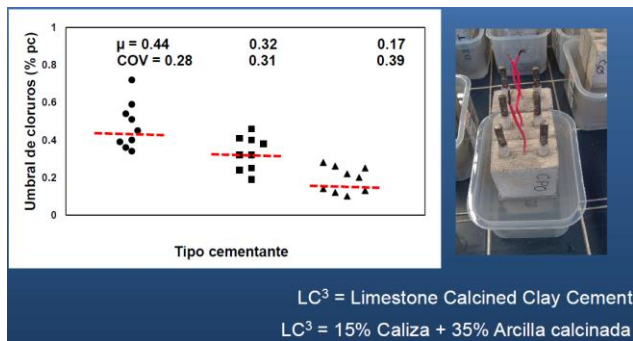


Figura 24. Variación del umbral de cloruro con relación al tipo de cementante

Sobre la base de lo anterior, se hicieron estudios para definir cuál es la resistividad eléctrica del concreto necesaria para 80 años de vida de servicio. En la Figura 25, la línea roja es una durabilidad de 80 años y las líneas inclinadas de colores representan diferentes recubrimiento del concreto: 10, 7,5, 5 y 3,5 cm. Si se coloca un recubrimiento de 10 cm, se necesitaría un concreto fabricado solo con cemento CPO de 9 $\text{k}\Omega\text{-cm}$ de resistividad eléctrica saturada. Y si se hace con un CPC, la resistividad debe subir a 16 $\text{k}\Omega\text{-cm}$. Si el

recubrimiento es de 7,5 cm, y se hace con cemento CPO debe usarse 15 $\text{k}\Omega\text{-cm}$ de resistividad. pero tendría que ser de 26 $\text{k}\Omega\text{-cm}$ si se usare un CPC, un CPCA o un CPCB, y así sucesivamente para 5 cm y para 3 cm. Esto implicará que necesitarían concretos de mayor resistividad eléctrica si se utilizan, cementos con caliza.

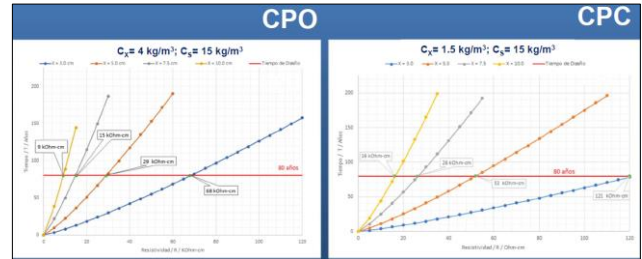


Figura 25. Resistividad necesaria para un concreto de 80 años de vida en función al recubrimiento y al tipo de cementante

El autor propone la tabla de la Figura 26, en donde dependiendo del nivel de agresión del ambiente por cloruros donde M2 es el menos agresivo, que sería a una distancia de costa de más de 100 m, M3 entre 50 y 100 m de la costa y M4 es expuesto directamente se establecen cuál sería la resistencia mecánica a 90 días en Megapascales (MPa). ¿Cuál sería la relación agua: cementante? Aquí se define cementante, no polvo de cemento. Se debe saber cuánto es el cementante en el cemento y cuál es la resistividad eléctrica a 90 días en función del recubrimiento del concreto. Si se utiliza cemento CPC, entonces se debe multiplicar todo esto por un factor de seguridad de 1,7. Si el contenido de caliza está entre 30 y 20%, si el contenido de caliza está entre 20 y 15%, entonces debe multiplicarse por 1,5 todos estos valores o por 0,7 en el caso de la relación agua: cemento. Y, por último, si se tiene un contenido de caliza entre 10% y 14%, entonces habría que utilizar un factor de seguridad de 1,2.

| | f_c (MPa) @90 días | | | | Relación a/cm | | | | ρ_s ($\text{k}\Omega\text{-cm}$) @90 días | | | |
|----|----------------------|-----|------------------|----|------------------|------|------------------|------|--|-----|------------------|----|
| | Recub. Min. (cm) | | Recub. Min. (cm) | | Recub. Min. (cm) | | Recub. Min. (cm) | | Recub. Min. (cm) | | Recub. Min. (cm) | |
| | 10 | 7.5 | 5 | 3 | 10 | 7.5 | 5 | 3 | 10 | 7.5 | 5 | 3 |
| M4 | 60 | 75 | - | - | 0.35 | 0.32 | - | - | 40 | 70 | - | - |
| M3 | 45 | 50 | 60 | 75 | 0.45 | 0.40 | 0.35 | 0.32 | 15 | 25 | 45 | 75 |
| M2 | 40 | 45 | 50 | 70 | 0.47 | 0.45 | 0.40 | 0.35 | 10 | 15 | 25 | 50 |

- SF = 1.7 for f_c and ρ_s ; SF = 0.6 for w/cm - 15% > LOI > 10%
- SF = 1.5 for f_c and ρ_s ; SF = 0.7 for w/cm - 9.9% > LOI > 7%
- SF = 1.2 for f_c and ρ_s ; SF = 0.8 for w/cm - 6.9% > LOI > 5%

Figura 26. Resistencias a compresión, relaciones c/c y resistividades necesarias ante distintos niveles de agresión del ambiente

¿Cuáles son las recomendaciones para lograr esta durabilidad en ambiente marino?:

- Considerar el diseño por durabilidad de la obra, no solo por cargas mecánicas.
- Especificar los materiales a ser usados, teniendo en cuenta también ahora el cemento, no solo el concreto, sino qué cemento utilizar. Usar un cemento con menos de 15% de relleno inerte de caliza.
- Especificar la resistividad eléctrica saturada del concreto en el proyecto y controlar la calidad a lo largo de la construcción de este.
- Especificar el recubrimiento mínimo según la agresividad de exposición.
- Evaluar los materiales antes de que se inicie la construcción, no solo el $f'c$, también la resistividad eléctrica del concreto.
- Proponer los manuales de prevención de daños para alcanzar el diseño.

TERCERA PARTE EL DESARROLLO URBANO EN EL LITORAL VENEZOLANO ¿SE HA TOMADO EN CUENTA LA DURABILIDAD DE SUS CONSTRUCCIONES?

Ing. José Luis Beauperthuy Urich

2. El Marco Geográfico y Meteorológico

Venezuela posee una ubicación privilegiada, es el país caribeño con mayor extensión de costas, con una fachada al Caribe que va desde Castillete (Zulia) hasta Punta Peña en la península de Paría (Sucre), sumado a una fachada atlántica, menos poblada y desarrollada, en los estados Monagas y Delta Amacuro. Los estados Falcón y Sucre destacan por su mayor extensión costera. (Figura 27).

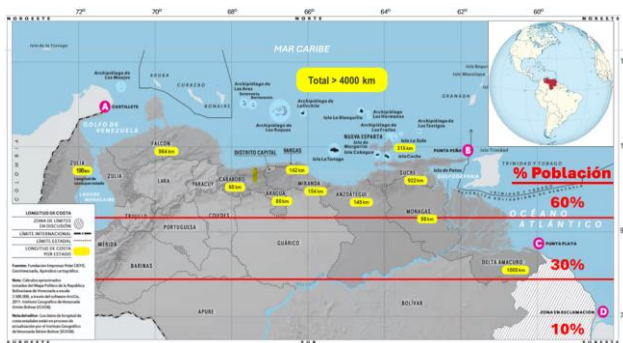


Figura 27. Extensión de costas por estado en Venezuela y porcentaje de población asentada

La mayor proporción de la población venezolana se asienta en esta franja costera. Bajo un clima tropical de muy alta corrosividad, se ha edificado masivamente. Sin embargo, surge una interrogante crítica: **¿Hemos sabido construir el futuro de este valioso espacio de manera sostenible?**



Figura 28. Panorámica de valiosas construcciones existentes en el litoral venezolano, un entorno desafiante

La experiencia nos indica que no. Aunque el desarrollo inmobiliario resulta seductor a la distancia, al detalle se revelan edificaciones con un deterioro generalizado y una degradación estructural considerable debido a la corrosión.



Figura 29. La realidad de las afectaciones por corrosión

¿Qué condiciones determinan el alto grado de corrosividad?

El alto grado de agresividad ambiental en nuestras costas está determinado por una combinación de factores:

- **Vientos Alisios:** Predominantes del Noreste (NE), transportan sales marinas directamente hacia las estructuras.
- **Temperatura:** Constante, generalmente superior a los 25°C durante todo el año.
- **Humedad Relativa (HR):** Rangos promedio entre 70% y 80%, condiciones ideales para los procesos electroquímicos de corrosión.
- **Tiempos de Humectación:** Los ciclos de humedecimiento y secado aceleran la concentración de sales en la superficie del concreto.
- **Lluvias Intensas:** Contribuyen al transporte de agentes agresivos hacia el interior de la matriz del concreto.

Tabla 5. Variables climáticas críticas que condicionan la alta agresividad en la costa venezolana

| VARIABLE CRÍTICA | VALOR/CONDICIÓN |
|------------------------|-----------------------|
| Vientos predominantes | Vientos Alisios (NE) |
| Temperatura | >25 °C promedio anual |
| Humedad Relativa | 70-80% promedio anual |
| Tiempos de Humectación | Óptimos |

3. La amenaza silenciosa: los cloruros

Los vientos provenientes del mar arrastran consigo abundante “bruma marina”, un aerosol de agua salada (principalmente cloruros) generado por la turbulencia de la brisa y el oleaje. Este puede transportarse varios kilómetros tierra adentro, donde se va depositando progresivamente sobre edificaciones e instalaciones a su paso.

A medida que estas sales (cloruros) van concentrándose en las superficies de las estructuras por efecto de los ciclos de humedecimiento-secado, van a su vez penetrando al interior del concreto, principalmente por difusión, un proceso estocástico que depende directamente de la permeabilidad y calidad de la mezcla. Al alcanzar las armaduras de refuerzo, rompen la capa de óxidos pasivantes, activando el proceso de corrosión. Este fenómeno es lento pero progresivo, comprometiendo la integridad y seguridad estructural a largo plazo de las edificaciones.



Figura 30. Ambiente marino: alta salinidad tanto del agua como del aire. Bruma marina, aerosoles de agua de mar transportados tierra adentro por la brisa. Altas temperaturas

Otras amenazas: Sismos e impactos climáticos

No podemos olvidar que el litoral venezolano se ubica sobre sistemas de fallas activos (San Sebastián y El Pilar). Eventos como el sismo de Tucacas (12/09/2009, M_w 6.4) y el de Yaguaraparo (21/08/2018, M_w 7.3) han demostrado la vulnerabilidad de estructuras ya debilitadas por la corrosión (Figura 31). Asimismo, los eventos hidrometeorológicos, como los deslaves de 1999 y los recientes sucesos de 2025, subrayan la urgencia de infraestructuras resilientes.



Figura 31. Izq. Sismo de Tucacas, 2009, M_w 6,4. Der. Sismo de Yaguaraparo, 2018, M_w 7,3 Lechería, Anzoátegui

4. El Modelo de Durabilidad (Tuutti/Paulo Helene)

Es fundamental diferenciar dos conceptos clave:

- **Durabilidad:** Es la capacidad que tiene una estructura o miembro estructural de resistir el deterioro provocado por acciones distintas a las cargas y solicitaciones previstas en el diseño, o sea, distintas a las solicitaciones mecánicas, que perjudiquen su comportamiento o limiten su duración de servicio o vida útil (ACI 318-19).
- **Vida Útil:** Es el periodo en el cual la estructura debe conservar los requisitos de proyecto sobre seguridad, funcionalidad y estética sin costos inesperados de mantenimiento. (NTF 4015:2012: Concreto. Durabilidad; Red DURAR).

¿Estos términos se cumplen realmente, o son sólo una utopía? Aquí podremos conseguir la respuesta.

Veamos entonces a continuación un modelo típico de durabilidad y vida útil, tomado del libro “Proyectar para durabilidad” del Dr. Paulo Helene (Figura 32).

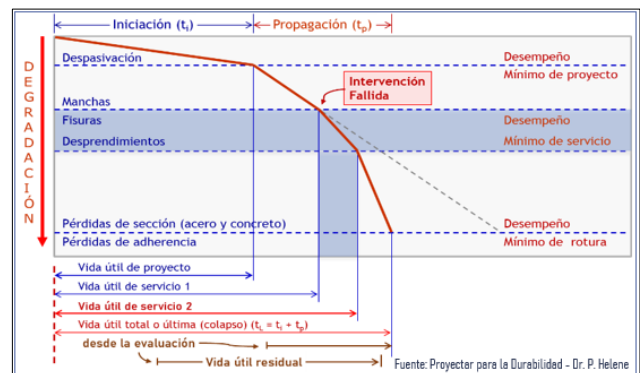


Figura 32. Modelo de durabilidad y vida útil. Fuente: Proyectar para la Durabilidad, Dr. Paulo Helene

- **Degradación:** Es el deterioro o envejecimiento que sufre la estructura con el uso y grado de exposición, lo que la va alejando cada vez más de su estado nominal.

Estos modelos destacan dos periodos en la vida de una edificación, el de iniciación y el de propagación. En el periodo de iniciación no hay síntomas, no se aprecia a simple vista degradación o daños a menos que se hagan pruebas a la estructura, pero la despasivación está ocurriendo. Dentro del periodo de iniciación y la aparición de las primeras manchas o fisuras debería estar contemplada

la vida útil de diseño de una estructura, y esto no se está cumpliendo en ninguno de los casos que hemos atendido. Muchas veces las primeras fisuras aparecen a los 5 o 6 años en los edificios construidos en nuestras costas. Por tanto, no estamos diseñando con durabilidad y mucho menos para cumplir con las vidas útiles requeridas.

Si nos vamos a la norma europea (Figura 33), porque en Venezuela no contamos con una norma donde se indiquen precisamente los tiempos de vida útil, para construcciones convencionales la vida útil debe ser de 50 años. En Venezuela la gran mayoría de las edificaciones convencionales en concreto reforzado (viviendas, oficinas, turístico-vacacionales), construidas en zonas costeras, no están cumpliendo con este requisito.

La misma norma especifica para las edificaciones de carácter monumental o de importancia especial, una vida útil de 100 años. Igualmente, las construcciones esenciales y las industrias e infraestructuras vitales en Venezuela no están cumpliendo este requisito en la mayoría de los casos.

| TIPO DE ESTRUCTURA | VIDA ÚTIL |
|---|--------------------|
| Estructuras de carácter temporal | Entre 3 y 10 años |
| Elementos reemplazables que no forman parte de la estructura principal (por ejemplo, barandales, apoyos de tuberías) | Entre 10 y 25 años |
| Edificios (o instalaciones) agrícolas o industriales y obras marítimas | Entre 15 y 50 años |
| Edificios de viviendas u oficinas, puentes u obras de paso de longitud total inferior a 10 metros y estructuras de ingeniería civil; excepto obras marítimas, de repercusión económica baja o media | 50 años |
| Edificios de carácter monumental o de importancia especial | 100 años |
| Puentes de longitud total igual o superior a 10 metros y otras estructuras de ingeniería civil de repercusión económica alta | |
| NORMA ESPAÑOLA EHE-08 "Instrucción de hormigón estructural" | |

Figura 33. Vida útil según Norma Española EHE-08 "Instrucciones de hormigón estructural"

La durabilidad no debe tomarse en cuenta sólo para las etapas de diseño y construcción, también debe tenerse muy presente para las operaciones de mantenimiento, bien sea preventivo o correctivo. Si al aparecer las primeras manchas o fisuras, se hace una intervención de mantenimiento exitosa, se le va a prolongar la vida útil residual a la edificación. Pero, por el contrario, si hay una intervención fallida, sin criterios de durabilidad, el proceso de degradación se acelerará, recortándose marcadamente la vida útil a la estructura.

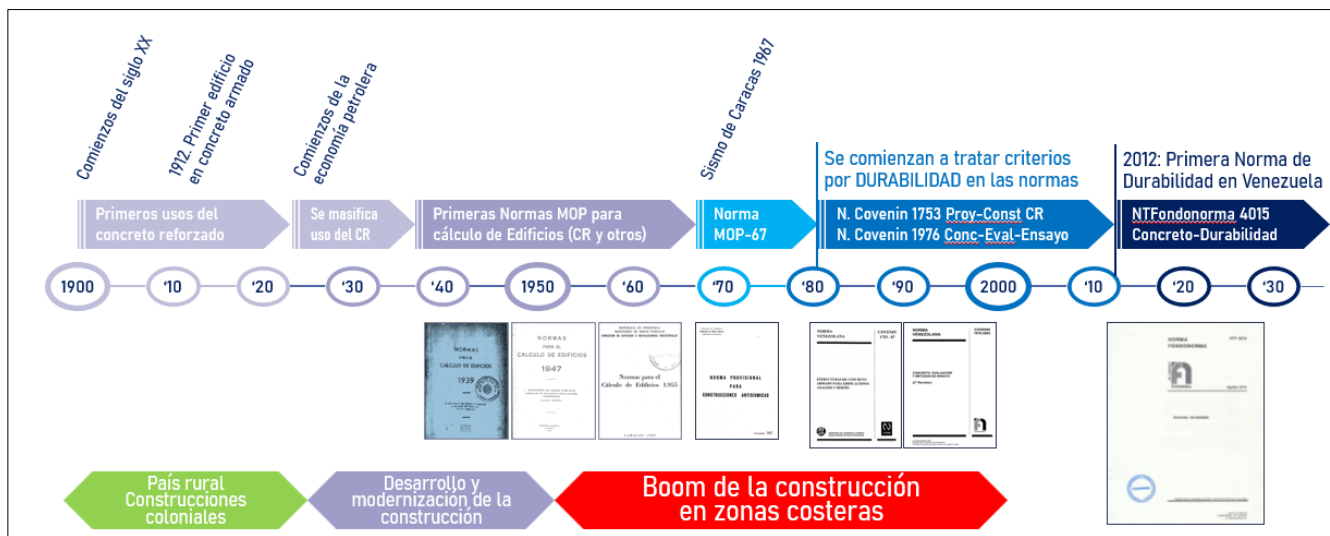


Figura 34. Línea del tiempo en criterios de durabilidad en Venezuela. Fuente: del autor

5. Evolución de los criterios por Durabilidad en Venezuela

Una línea de tiempo sirve para comparar los desarrollos de la construcción en concreto reforzado con el desarrollo de los códigos o normativas que toquen el tema durabilidad.

En Venezuela, al igual que en muchos de los países latinoamericanos, se comenzó a construir en concreto reforzado a comienzos del siglo XX. De hecho, el primer edificio en concreto reforzado construido en nuestro país data de 1912, los Archivos Nacionales en Caracas.

A comienzos de los años 20, cuando empieza la explotación petrolera, ocurre un cambio drástico en el país y

se desarrolla masivamente el uso del concreto reforzado en la construcción. Mientras tanto manteníamos unas normas que, aunque eran avanzadas para su época (muy adaptadas a las normativas americanas, la ACI y la ASTM), se enfocaban más bien en criterios de cálculo, diseño y construcción sin conceptos significativos por durabilidad. Con el tiempo, se fue avanzando más en materia de diseño y construcción, de cómo usar el material, pero sin mayores menciones a temas de durabilidad. ¿Por qué? Porque estábamos en una Venezuela en pleno desarrollo de la construcción en concreto reforzado y no habían empezado los problemas por degradación. Apenas luego del sismo del 67 aparece la norma MOP 67 que ya fue un cambio de paradigma, un antes y un después de la normativa venezolana y de ahí se

empiezan a desarrollar ya con más diversificación a través de las normas COVENIN, normas que comienzan a tratar criterios por durabilidad, en su contenido. Cabe mencionar la norma COVENIN 1753 – Proyecto y Construcción de Obras de Concreto Estructural, que se inició en los años 80 y la norma COVENIN 1976 - Concreto. Evaluación y Métodos de Ensayo.

En el año 2012, bajo la tutela de la Dra. Oladis Troconis de Rincón, se logró publicar la primera norma por durabilidad en Venezuela, la Norma Técnica Fondonorma NTF 4015, Concreto-Durabilidad. Esta norma establece los requisitos para la durabilidad del concreto reforzado, especificando criterios para el diseño, la composición de mezclas y las prácticas constructivas, especialmente para estructuras expuestas a ambientes agresivos como zonas marinas o industriales, buscando mitigar la corrosión y prolongar la vida útil de las edificaciones. Pero está incompleta y requiere actualizarse para incorporar, como ocurre con toda norma, los avances tecnológicos, nuevos conocimientos científicos y las experiencias locales.

Volviendo a la línea de tiempo, vemos un primer periodo hasta los años 20 del siglo pasado de un país rural con construcciones coloniales y de la época republicana temprana. Entre mediados de los años 20 hasta los años 50 comienza la modernización del país, con un gran desarrollo en construcción en concreto reforzado, pero el boom del desarrollo en las costas fue en el periodo 1950-1980, donde lo que prevalecían eran parte de las antiguas Normas del Ministerio de Obras Públicas (MOP) y las Recomendaciones y Especificaciones Técnicas del Comité Conjunto del Concreto Armado (CCCA), las cuales fueron luego acogidas por la Comisión Venezolana de Normas Industriales (COVENIN) y sirvieron de base para el inicio de su edición de normas específicas del sector construcción a finales de la década de los 70's e inicios de los 80's. En este periodo todavía no se tenían normas de durabilidad. En este tiempo se diseñaba todavía con concretos de $f'_c = 200 - 210 \text{ kgf/cm}^2$ y así lo hemos visto en muchos de los planos estructurales de edificios de esa época construidos en la costa. Para inicios de los años 80's ya sí la mayoría de los proyectistas fueron virando a concretos $f'_c = 250 \text{ kgf/cm}^2$, que todavía se siguen especificando a pesar de no ser competentes para temas de durabilidad. Así pues, tenemos población muy grande de edificaciones construidas con poco o ningún criterio de durabilidad.

En la Tabla 6 siguiente, se presenta una descripción de los hitos históricos para que el lector visualice el "gap" existente entre el desarrollo urbano en Venezuela y los criterios de calidad del concreto que existían para las construcciones del momento.

Tabla 6. Hitos del crecimiento de la construcción en Venezuela y los criterios del momento en calidad del concreto

| Periodo | Contexto de Desarrollo Urbano | Normativa de Referencia | Criterio de Calidad Típico | Observación de Durabilidad |
|-------------|---|---|---|---|
| 1912 - 1925 | Inicios del concreto reforzado (Archivo Nacional) | Prácticas empíricas / Códigos iniciales | Variable | Construcción artesanal, baja masificación |
| 1925 - 1950 | Modernización petrolera y urbana | MOP con adaptación ACI/ASTM | $f'_c \approx 180-210 \text{ kgf/cm}^2$ | Enfoque exclusivo en resistencia mecánica |
| 1950 - 1970 | Boom del Litoral Grandes hoteles y residencias | Normas MOP / Recomendaciones CCCA | $f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$ | Ausencia de criterios de permeabilidad o recubrimientos mínimos |
| 1980 - 2012 | Crecimiento vertical y diversificación | COVENIN 1753 / 1976 | $f'_c = 250 \text{ kgf/cm}^2$ | Inician criterios orientados a la calidad, pero sin norma de durabilidad específica |
| 2012 - Hoy | Fase de mantenimiento y patología | NTF 4015:2012 (Fondonorma) | $f'_c > 300 \text{ kgf/cm}^2$ | Norma vigente (aunque poco fiscalizada) con criterios de exposición (M1-M5) |

Factores que atentan contra la Durabilidad

Los principales factores que atentan contra la Durabilidad son:

5.1. Deficiencias en el Proyecto y la Construcción:

Entre las deficiencias más frecuentes que se encuentran en el proyecto y la construcción se tienen:

Desde el diseño, al no considerar los requisitos de durabilidad ni en el diseño, ni en los planos, ni en las especificaciones constructivas.

Uso de materiales inadecuados, tales como agregados de origen marino, otros materiales de construcción contaminados con sales, como son los materiales de revestimiento y los bloques de arcilla que se usan para aligerar las losas nervadas que muchas veces están contaminados con sales (punto crítico en las costas venezolanas, la higroscopicidad de estas sales en los bloques acelera la corrosión en los nervios de las losas, incluso en ambientes protegidos), concretos de baja calidad o sin diseño apropiado para ambientes marinos y la falta de aditivos protectores o reductores de agua.

Vicios y malas prácticas constructivas (mano de obra), falta de capacitación en técnicas para construir en ambientes marinos o agresivos.

5.2. Falta de Mantenimiento:

Tenemos muy arraigada la cultura de la no prevención y la poca o nula inversión en mantenimiento preventivo y correctivo apropiados.

5.3. Marco Legal:

Esto es muy importante, el marco legal y normativo. Existen las normas, pero su aplicación y fiscalización son muy débiles. La supervisión, carencia de profesionales sensibles y capacitados en durabilidad y patología de las construcciones. Y algo que nunca escapa en nuestros países, la corrupción, la tendencia de constructores o contratistas a prácticas viciosas en la calidad de las obras. Como en el concreto el material que más cuesta es el cemento, hay una tendencia habitual en ahorrar cemento.

En la Figura 35 se presentan las proporciones en lo que pesa para la durabilidad los defectos de construcción, los de diseño y los de los materiales.

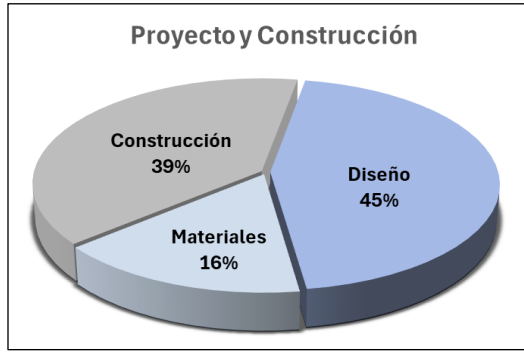


Figura 35. Incidencia en la durabilidad de los principales defectos que ocurren durante el proyecto y construcción

En la Figura 36 se compara la inversión versus tiempo de cuando una estructura se diseña con criterios de durabilidad y cuando no.

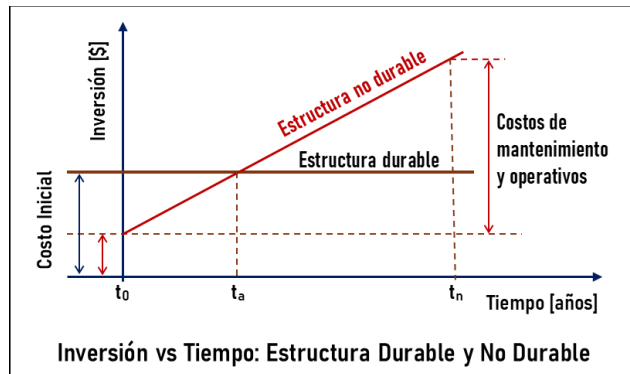


Figura 36. Inversión versus tiempo: estructura durable o no durable. Fuente: O Hernández y C.J Mendoza. Instituto de Ingeniería, UNAM, México

Si invertimos un poco más y construimos con criterios de durabilidad, su permanencia en el tiempo va a ser estable. En cambio, si construimos sin criterio de durabilidad, vamos a estar invirtiendo mucho en reparaciones y mantenimiento correctivo, cuyos costos van siempre a ser muy superiores al costo inicial invertido de haber construido con durabilidad.

6. Consecuencias de la falta de criterios de Durabilidad

La carencia de durabilidad en nuestros proyectos, especialmente en entornos tan exigentes como el litoral, conlleva una serie de repercusiones graves y multifacéticas:

- **Deterioro acelerado de la infraestructura:** Degradación prematura de nuestras construcciones, edificios, instalaciones, puentes, puertos, vías. Esto compromete la funcionalidad y seguridad de estas estructuras.
- **Pérdida de vidas y bienes:** La falla o colapso estructural de las construcciones debido a su corta vida útil puede resultar en desastres con lamentables pérdidas humanas y materiales.
- **Impacto económico elevado:** Implica ciclos onerosos de intervenciones para reparar o reconstruir, lo que

causa depreciación del patrimonio construido y pérdidas de inversiones significativas.

- **Impacto social:** Genera el desplazamiento de comunidades, afecta la calidad de vida y puede desencadenar crisis habitacionales o de infraestructura básica.
- **Impacto ambiental:** Contribuye a la contaminación por la generación excesiva de desechos de construcción y demolición. Induce la alteración irreversible de ecosistemas frágiles.

La Figura 37 representa un caso real. Este caso es un vivo ejemplo de la inadecuada atención técnica en temas de durabilidad. Teníamos una construcción a su momento de inauguración, con unas instalaciones impecables, con una gran expectativa de valor. Pero comienza en los primeros años de habitada un deterioro prematuro por corrosión.



Figura 37. Proceso de decadencia patrimonial. Experiencia del autor

A los 7 años de construida la edificación, cuando ya son notorias las grietas, nos llaman para conocer qué pasaba y que les hiciéramos un estudio, una evaluación y unas recomendaciones. El diagnóstico en ese momento era optimista, pero las soluciones que recomendábamos eran con ciertas complicaciones y de costos elevados, pues toda reparación bien hecha cuesta mucho dinero. Entre los propietarios del momento no hubo consenso, se decidieron por intervenciones improvisadas lo que acelera la corrosión.

A la edad de 22 años, nos vuelven a llamar, “mire, la cosa está complicada, cómo ha crecido el tema de la corrosión”. Se entrega un segundo informe menos optimista. Tampoco hubo consenso. Persistieron entonces por seguir con las soluciones “mágicas”, lo que llamamos nosotros “pintura antisísmica”, pues creer que con solo tapar las grietas y que se vea “bonito”, ya se soluciona el problema y lo que realmente se logra es exacerbar la corrosión y la proliferación de los daños.

Después nos llaman en una tercera oportunidad, ya a los 28 años de construido. Y cuando llegamos analizar el

problema, vimos que era inviable cualquier intervención racional porque no era ya reversible el proceso de corrosión a costos razonables.

Esta dramática situación descrita con este caso real no es única, ocurre en muchos otros casos de deterioro prematuro de las edificaciones afectadas por la corrosión en ambiente marino. No es un tema técnico, **es un problema social y económico**.

7. Hacia una Construcción Sostenible y Duradera

7.1. Mitos y realidades sobre el tema de durabilidad

Siempre hemos oído la frase “el concreto es noble”. Debemos erradicar este mito de que el concreto es noble por sí solo. Su nobleza depende del tratamiento técnico que reciba.

Por tradición, el único parámetro que se ha tenido para especificar la calidad del concreto en la gran mayoría de los proyectos de edificaciones convencionales ha sido, hasta ahora, su resistencia mecánica, la famosa f'_c , **esto tiene que cambiar**. Aunque es claro que la resistencia a compresión está ligada a ciertos factores que determinan la durabilidad del concreto, ya no es suficiente para definir cuán durable va a ser nuestra estructura.

En la mayoría de los edificios con problemas de deterioro estructural que hemos evaluado en zonas costeras, al revisar los planos estructurales (si se consiguen) encontramos la cita:

$$\text{Calidad de materiales: } f'_c = 250 \text{ kgf/cm}^2 \\ f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

No pasa de ahí. No se especifican las mezclas (tipo de cemento y contenido mínimo, relación agua/cemento, etc.). En los planos indican, a veces, un espesor de recubrimiento general de 2,5 cm para los miembros estructurales, lo cual ya no es conveniente, como lo veremos más adelante.

7.2. Estrategias y Soluciones

a) *Ingeniería de materiales*: Se requiere atender cuatro factores básicos de una obra de concreto reforzado para evitar el deterioro prematuro de la futura edificación y esto debe ser obligatorio para ambientes marinos. 1) La composición del concreto (cemento, agregados, agua, aditivos y adiciones, la relación a/mc, el contenido mínimo de cemento); evitar los cementos tipo CPCA. Esto en lo que se refiere a la calidad del concreto; 2) también debemos tener presente en todos nuestros diseños los espesores de recubrimiento adecuados; 3) el cuidado en los procesos de colocación y compactación; 4) el riguroso curado para garantizar una buena calidad del recubrimiento que es el que nos protege a las armaduras.

b) *Un diseño consciente y adaptado del entorno, es decir*: 1) drenajes eficientes, evitar empozamientos, prever pendientes, sobre todo en los miembros a la intemperie, en la cara plana superior de las vigas deben tener pendiente para que no acumule agua; 2) evitar piezas esbeltas o delgadas en concreto reforzado, tales como barandas o

pérgolas muy utilizadas en fachadas y áreas comunes de edificaciones en nuestras costas, estos elementos con mucha superficie específica, deben evitarse o en su defecto sustituir la armadura de acero por fibras sintéticas; 3) evitar la obra limpia u obra vista en estructuras expuestas. Siempre cualquier recubrimiento adicional, aunque sea pinturas, ayuda a proteger algo, el uso de hidrofugantes de superficie como una barrera primaria puede ser una solución económica pero efectiva; 4) cuidar el detallado del acero, evitar concentraciones de armadura, emplear separadores de encofrados plásticos o de mortero, nunca metálicos; 5) verificar el control de fisuración máxima en el caso de losas y vigas, o sea, elementos sometidos a flexión; y 6) uso de protecciones superficiales o penetrantes aplicadas al concreto como medidas preventivas, también inhibidores de corrosión o impermeabilizaciones por cristalización. Actualmente hay aditivos impermeabilizantes por cristalización que se le agregan a las mezclas que son muy buenos y que tienden a cicatrizar las posibles fisuras que se generen, bien por flexión o por problemas de contracción.

c) *Normativa y fiscalización rigurosa*: aplicación efectiva de los códigos de construcción mediante una inspección de calidad.

d) *Planeación urbana integral*: ordenamiento territorial que contemple las zonas de riesgos, preparar mapas de zonificación, porque no toda la costa es igualmente agresiva. Hay regiones de la costa venezolana, e incluso en distintas zonas de una misma región, donde tenemos diferentes grados de agresividad. Entonces tenemos una tarea por delante, elaborar unos mapas de agresividad e incluirlos en la norma de durabilidad.

e) *Mantenimiento preventivo*: inculcar la cultura de mantenimiento y la inversión apropiada para mejorar la durabilidad y ampliar la vida útil de las estructuras.

f) *Investigación y desarrollo*: esta tarea representa un reto que tenemos tanto la Asociación Alconpat Venezuela como la Academia Nacional de Ingeniería y el Hábitat, cual es fomentar estudios sobre corrosividad, materiales y técnicas adaptadas al ambiente venezolano.

g) *Concientización*: otra tarea para ambas sociedades, educar a constructores, inversionistas y al público sobre la importancia de la durabilidad.

7.3. Norma Venezolana de Durabilidad, NTF 4015:2012

Como se ha mencionado, esta norma se introdujo a través de Fondonorma en el 2012, la norma de durabilidad venezolana, que clasifica los ambientes, con cinco clases de exposición y sus características (Figura 38).

| Clase general de exposición | | | | Descripción |
|-----------------------------|---|-----------------------------|--------|---|
| Clase | Subclase | Tipo de proceso | Código | |
| No agresiva | Seco | Ninguno | C0 | Interiores de edificios, no sometidos a condensaciones. |
| Rural / Urbana | Humedad relativa (HR) media a alta y protegidos de la lluvia | Corrosión por carbonatación | C1 | Concreto en el interior, sometido a HR mayor a 70% (promedio anual) o a condensaciones frecuentes. Concreto en exteriores, protegido de la lluvia en zonas de HR media anual superior al 70%. |
| | Humedad media y expuesto a la lluvia | | C2 | Concreto en exteriores sometido a la acción del ambiente (alta temperatura y agua de la lluvia), en zonas con HR media anual inferior al 70%. |
| | Humedad alta y expuesto a la lluvia | | C3 | Concreto en exteriores sometido a la acción del ambiente (alta temperatura y agua de la lluvia), en zonas con HR media anual superior al 70%. |
| Marina | En zona Sumergida | Corrosión por cloruros | M1 | Elementos de estructuras marinas sumergidas permanentemente, por debajo del nivel mínimo de bajamar. |
| | En zona de mareas | | M3 | Elementos de estructuras marinas situadas en la zona de mareas. |
| | En zona aérea con distancias de 5 a 500 m a la línea de costa | | M4 | Elementos exteriores de estructuras en las proximidades de la línea de costa (de 5 a 500 m). |
| | En zona aérea con distancias de 0 a 5 m | | M5 | Elementos de estructuras marinas por encima del nivel de pleamar (salpique) e menos de 5m de la superficie del agua. |

| Clase general de exposición | | | | Descripción |
|---|--|--------------------------|--------|---|
| Clase | Subclase | Tipo de proceso | Código | |
| Con cloruros de origen diferente del medio marino | En zona húmeda, raramente seca | Corrosión por cloruros | CL4 | Piscinas y otras estructuras expuestas a escurrimientos directos de aguas salobres. |
| | Zona sometida a ciclos humedecimiento y secado | | CL5 | Estructuras afectadas por el escurrimiento, no continuo, de aguas salobres de procesos industriales. |
| Ataque químico | Débil | Degradación del concreto | Q2 | Elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del concreto con velocidad lenta. Instalaciones industriales con sustancias débilmente agresivas. Construcciones en proximidades de áreas industriales, con agresividad débil. Ver tabla 2. |
| | Moderado | | Q3 | Elementos en contacto con el agua de mar. Elementos situados en ambiente con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar degradación del concreto con velocidad media de acuerdo con la tabla Estructuras Marinas en general. Instalaciones industriales con sustancias de agresividad media. |
| | Severo | | Q4 | Elementos expuestos a degradación severa del concreto. Instalaciones industriales con sustancias de alta agresividad de acuerdo con la tabla Instalaciones de conducción y tratamiento de aguas residuales. |
| Desgaste | Moderado a Severo | Dañó mecánico | D4 -D5 | Abrasión, cavitación. Elementos sometidos a desgaste superficial. Elementos de estructuras hidráulicas en los que la cota piezométrica puede descender por debajo de la presión de vapor de agua. Pisas de puente en cauces muy torrenciales. Elementos de diques, tuberías de alta presión. Tránsito ligero de pavimentos. Tráfico mediano o pesado. |

Figura 38. Norma Venezolana de Durabilidad. NFT 4015:2012 Clasificación de ambientes según el tipo de exposición

En la Figura 39 se tienen los valores límites recomendados según el tipo de exposición que establece la norma.

| Requerimientos | Sin riesgo de corrosión | Corrosión inducida por cloruros | | | | | | | | | | Ambientes químicamente agresivos | | |
|--|-------------------------|--------------------------------------|------|------|------|------|-----------------------------|------|------|------|------|----------------------------------|------|--|
| | | Corrosión inducida por carbonatación | | | | | Provenientes de agua de mar | | | | | | | |
| | | CO | C0 | C1 | C2 | C3 | M1 | M3 | M4 | M5 | CL4 | CL5 | Q2 | Q3 |
| máxima relación a/c | - | 0,65 | 0,60 | 0,55 | 0,50 | 0,50 | 0,45 | 0,45 | 0,40 | 0,45 | 0,40 | 0,55 | 0,50 | 0,45 |
| Contenido mínimo de cemento (kg/m ³) | - | 260 | 280 | 280 | 300 | 300 | 340 | 380 | 420 | 380 | 420 | 300 | 340 | 380 |
| Recubrimiento mínimo (mm) | - | 20 | 20 | 30 | 40 | 50 | 50 | 50 | 70 | 50 | 70 | 50 | 50 | 50 |
| Otros requerimientos | | | | | | | | | | | | | | Usar cemento resistente a los sulfatos |

(1) Se debe utilizar cemento Portland tipo II y V si la exposición es a un ambiente Q3 y Q4, respectivamente. Existen algunos países donde el cemento tipo I posee un contenido bajo de C3A (< 5%), lo cual también podría utilizarse.

Figura 39. Norma Venezolana de Durabilidad. NFT 4015:2012 Valores límites recomendados según tipo de exposición

Para la corrosión inducida por cloruros se establecen relaciones $a/c < 0,5$, lo cual depende de la ubicación del elemento; siendo esta insuficiente para ambientes de muy alta agresividad (M3 y M4/Figura 38). En estos se especifican relaciones $a/c < 0,45$, con un contenido de cemento y recubrimiento mínimos de 340 kg/m^3 y 5 cm , respectivamente.

Ninguno de estos tres parámetros se está cumpliendo a cabalidad en nuestras construcciones en la actualidad, a pesar de ya estar vigente la norma de Durabilidad. Entonces, imagínense para ambientes más agresivos como el M5, donde se exige una relación agua/cemento de $0,40$, un contenido de cemento de 420 kg/m^3 y 7 cm de recubrimiento, esto significa que para lograrlo necesitamos diseñar y construir con concretos de resistencia superior a los $400 \text{ kgf/cm}^2 (>40 \text{ Mpa})$, lo que sólo ocurre en esporádicos casos donde se cuente con constructores y diseñadores conscientes.

8. ¿Dónde estamos y hacia dónde vamos en este tema?

La corrosión es el cáncer de las estructuras, es una enfermedad endémica de toda construcción ubicada en ambiente marino. Su evolución es lenta pero inexorable, sus efectos de no ser controlados a tiempo pueden conducir a la ruina de la estructura (estado límite último). Hemos tenido colapsos en Venezuela, también ha habido colapsos de importantes edificaciones en otros países a causa del tema de la corrosión, con lamentables pérdidas de vida.

La corrosión causa grandes pérdidas económicas y pone en riesgo la seguridad de las personas. Grandes desarrollos urbanos que se encuentran en la región litoral acusan hoy día serios problemas estructurales por esta causa. Estos problemas se irán incrementando con el tiempo y por ende su vulnerabilidad. A medida que avanza el deterioro por corrosión se complica la posibilidad de rehabilitación.

Reparar corrosión de manera adecuada es sumamente complejo y costoso. Las intervenciones requeridas muchas veces tienen que ser extensas. En edificios habitados, hay que desocupar y desmantelar sectores para poder intervenir. La reparación implica debilitar temporalmente aún más la estructura porque se necesita descubrir totalmente las armaduras afectadas, por tanto se requieren equipos y tecnología apropiados, rigurosos apuntalamientos, materiales especiales. Toda la operación es compleja, muy invasiva, delicada, lo que significa grandes incomodidades y altos costos operativos para lograr una apropiada rehabilitación. Por lo común, los propietarios tienden a evadir el problema o atenderlo de manera empírica. Esto es prácticamente la causa común en la mayoría de nuestras construcciones costeras.

La agresividad no es controlable, sus efectos sí. Por ello, todo nuevo proyecto debe contemplar criterios de durabilidad, estudio del sitio, grado de agresividad del medio, la clase de exposición, seleccionar y especificar los materiales, configuración estructural, recubrimiento, relación agua: material cementante, aditivos, adiciones, y la mano de obra sensibilizada al tema de durabilidad. Es urgente la necesidad de atender esta problemática seriamente. Cada día aumenta este inventario de edificaciones dañadas, envejecidas, obsoletas, ubicadas en nuestro litoral. Muchos inmuebles ya rondan y sobrepasan su vida útil de proyecto y muchos empezaron a dañarse a poca edad, o sea, cuando apenas tenían 7 a 10 años de construidos.

Otros tantos ya han sobrepasado prematuramente su vida útil residual. Como les decía, esto es un tema de gran impacto socioeconómico.

La ingeniería tiene el conocimiento y las herramientas para construir bien, para mantener y para reparar de manera duradera. Es una cuestión de voluntad política, referido el término no a los políticos, sino a la voluntad de las cabezas, de los que dirigen las construcciones, de los responsables de la inversión y del cumplimiento de las normas. La durabilidad no es un "gasto extra", es una inversión en activos.

9. CONCLUSIONES

Inexistencia de una cultura de durabilidad:

Históricamente, el desarrollo urbano del litoral venezolano priorizó la resistencia mecánica y la estética inmediata sobre la vida útil, resultando en un parque de edificaciones con daños prematuros (antes de los 10 años).

Obsolescencia normativa y práctica:

A pesar de contar con la norma **NTF 4015:2012**, su aplicación en proyectos actuales es deficiente, aun cuando esta se desarrolló en base a la experiencia adquirida en los proyectos DURAR y DURACON.

En la práctica, los parámetros típicos de diseño ($f'_c = 250 \text{ kgf/cm}^2$ y recubrimientos de $2,5 \text{ cm}$) son insuficientes para la agresividad del ambiente marino y especialmente el venezolano.

El costo de la "No-Durabilidad":

Las intervenciones paliativas o estéticas (como la "pintura antisísmica") sin criterios de patología estructural pueden inclusive acelerar el proceso de corrosión, llevando a las estructuras a estados de degradación irreversible a costos razonables.

Urgencia de supervisión y fiscalización:

La durabilidad debe dejar de ser una opción del constructor para convertirse en una exigencia legal y ética. Es imperativo que los entes municipales y gremiales exijan el cumplimiento de recubrimientos, relaciones a/c bajas y el uso de aditivos protectores en zonas costeras.

Educación y Concientización:

El éxito de la infraestructura nacional depende de entender que la durabilidad es una inversión estratégica. Reparar es mucho más costoso que construir bien desde el inicio.

CRÉDITOS DE LAS FIGURAS

Figuras 1 a 4: Dra. Oladis Troconis de Rincón

Figuras 5 a 15: Dra. Valentina Millano

Figuras 16 a 26: Dr. Andrés Torres-Acosta

Figuras 27 a 39: Ing. José Luis Beauperthuy Urich

BIBLIOGRAFÍA Y FUENTES DE REFERENCIA

JP. Yumha. Construcción sustentable. Ministerio de Vivienda y Urbanismo. Gobierno de Chile. 2014

L. Arrieta, M. Dikdan, R. Malavé, E. Anzola, M.A. Olavarrieta, D. Avon, H. Bolognini, M. Corominas "Prevención de Daños y Rehabilitación de Estructuras de Concreto Armado. Un enfoque Integral". 2013

O. T de Rincón, A. Carruyo, C. Andrade, P. Helene, I. Diaz y Miembros de la Red DURAR. "Manual de inspección, Evaluación y Diagnóstico por Corrosión en Estructuras de Concreto Armado. CYTED. ISBN 983-296-541-1. 1997 (1st. Edition).

O. T. de Rincón, A. Rincón Paz, M.F. de Romero, M.A. Sánchez, A.I. Hernández de Rincón, M. del Rosario Prato,

M.F. de Laguna. "A New Vision of Atmospheric Corrosiveness Maps". Materials Performance NACE International. Vol 37, N°. 12, december 1988, pp. 48-53.

O. T. de Rincón, N. Romero, M Fernández, S. Delgado, M. Sánchez, O. Salas, O. Ruiz. "Effect of Tropical Environment in Transmission Towers". Materials Performance. Vol. 52 No. 12. December, 2013.

A. X. Camacaro Vásquez, L. F. Picón Mercado, M. A. Sánchez Gómez, O. T. De Rincón, y V. Millano González, «Evaluación de los Daños por Corrosión de una Estructura de Concreto Armado Expuesta a un Ambiente Costero-Industrial», Rev Tec Fac Ing Univ, Vol. 46, p. e234615, dic. 2023.

O. Hernández y C.J. Mendoza "Durabilidad e Infraestructura" Instituto de Ingeniería UNAN, México

P Helene "Estructuras de Concreto. Proyectar para la Durabilidad" ACI

R.K. Dhir, M.C Limbachiya, M.J McCarthy y A. Chaipanich "Evaluation of Portland limestone cements for use in concrete construction. Materials and Structures, 40(5), 459-473. RILEM 2007

V. Millano-González, O. T. de Rincón, A. Torres-Acosta, M. Sánchez Gómez, P. Castro Borges, J. T. Pérez-Quiroz, T. Pérez-López, R. Vera, M. Salta, M. Pedrón. "Modelling electrochemical performance of reinforced concrete in natural marine airborne exposure environments: DURACON project-10 years evaluation". Corrosion Journal. July 2023 • Vol. 79 • Issue 7.

V. Millano-González, O. Troconis de Rincón, A. Torres-Acosta, et. al "Modeling electrochemical performance of reinforced concrete in natural marina airborne exposure environments: DURACON Project 10 years evaluation". Corrosion Journal. July 2023. Vol 79, Issue 7.

Y. Villagrán, R. Pareja, L. Rojas, E. Irassar, A Tórres-Acosta, J. Tobón, V. John. "Overview of cement and concrete production in Latin America and the Caribbean with focus o the goals of reaching carbon neutrality" RILEM Letters, 2022, 7:30-46

NORMATIVA

Norma Mexicana NMX-C-414-ONNCCE-2017. "Industria de la construcción. Cementantes hidráulicos. Especificaciones y métodos de ensayo"

Norma COVENIN 1753 – Proyecto y Construcción de Obras de Concreto Estructural. 2006

Norma COVENIN 1976 - Concreto. Evaluación y Métodos de Ensayo. 2003

Norma Fondonorma NTF 4015, Concreto-Durabilidad. 2012

ISO 9223: Corrosion of metals and alloys – Corrosivity of atmospheres – Classification determination and estimation