

Revista **ALCONPAT**

Revista Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y
Recuperación de la Construcción

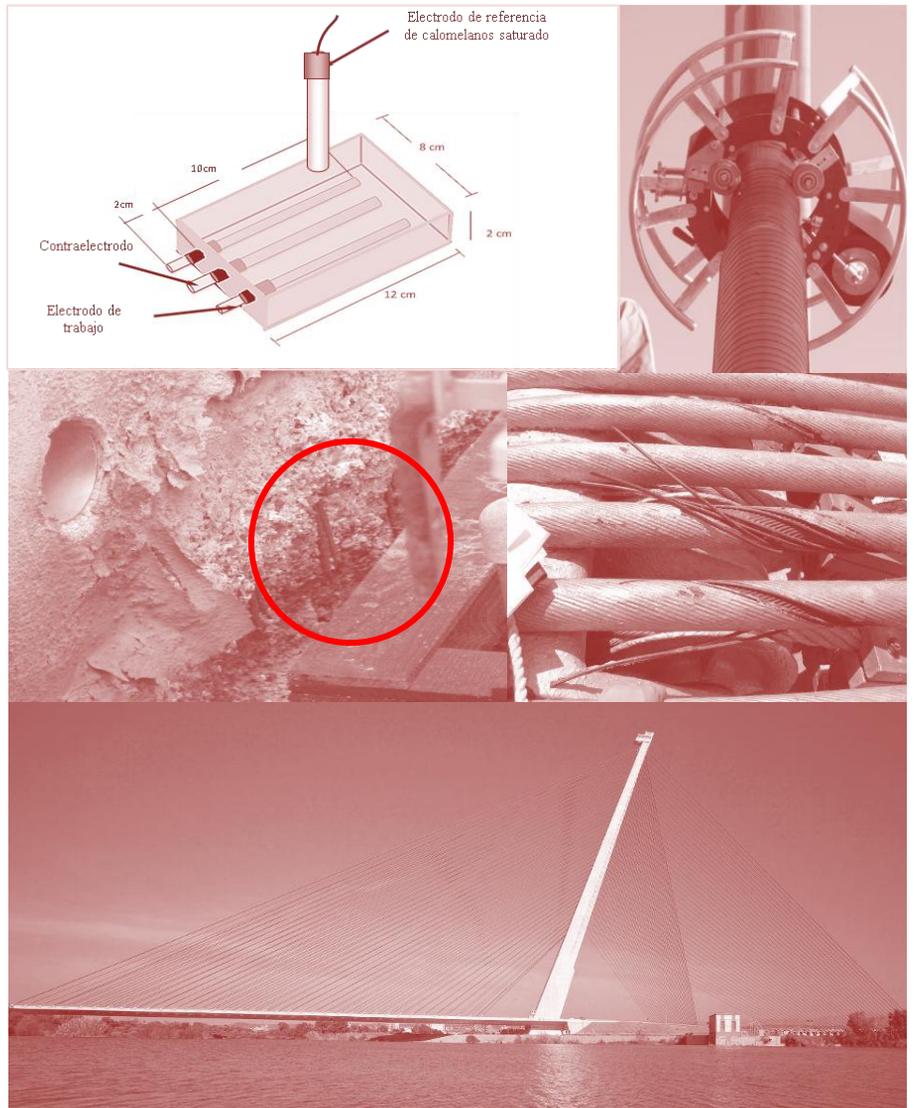
Número Completo DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v3i3>
revistaalconpat@gmail.com

eISSN: 2007-6835

Volumen 3

Septiembre – Diciembre 2013

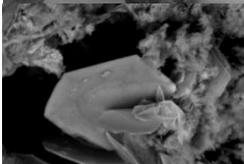
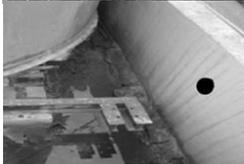
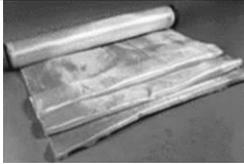
Número 3



Revista Latinoamericana de Control, de Calidad Patología y
Recuperación de la Construcción

<http://www.revistaalconpat.org>





CONTENIDO

Página

ARTÍCULOS DE INVESTIGACIÓN DOCUMENTAL:

- L. Ortega, A. López, C. Velando:** Conservación de puentes atirantados: algunos aspectos particulares de sus planes de mantenimiento y técnicas de actuación. 149

ARTÍCULOS TÉCNICOS:

- D. H. Perelles, M. F. Medeiros, M. R. Garcez:** Aplicação da análise hierárquica como ferramenta de tomada de decisão para escolha do compósito de reforço com polímeros reforçados com fibras. 161

- M. Y. Dikdan, R. M. de Corrales, D. Avon:** Diagnóstico patológico y propuesta de intervención de los cimientos y de los muros de contención de derrames de dos tanques de almacenamiento de ácido sulfúrico para usos industriales. 177

- C. Flores, S. Rodríguez, A. Cárdenas, O. Guarneros:** Evaluación mecánica de concreto y de corrosión en mortero con partículas de neumático reciclado. 188

- F. Mantovani, L. D. Sebastiany, R. Christ, M. Mancio:** Avaliação ambiental dos processos construtivos de estrutura metálica e pré-moldada de concreto por meio de análise do ciclo de vida. 200

- V. Vázquez, D. Lird:** Determinación de una metodología para la estimación de la vida útil ponderada de viviendas en Paraguay. 213

ALCONPAT Internacional

Miembros Fundadores:

Liana Arrieta de Bustillos – **Venezuela**
Antonio Carmona Filho - **Brasil**
Dante Domene – **Argentina**
Manuel Fernández Cánovas – **España**
José Calavera Ruiz – **España**
Paulo Helene, **Brasil**

Junta Directiva Internacional:

Presidente de Honor

Luis Carlos Pinto Da Silva, **Brasil**

Presidente

Paulo Do Lago Helene, **Brasil**

Director General

Pedro Castro Borges, **México**

Secretario Ejecutivo

José Manuel Mendoza Rangel, **México**

Vicepresidente Administrativo

Ysabel Dykdan Jaua, **Venezuela**

Vicepresidente Académico

Angélica Ayala Piola, **Paraguay**

Gestor

Enrique Aguilar Cervera, **México**

Revista ALCONPAT

Editor en Jefe:

Dr. Pedro Castro Borges
Centro de Investigación y de Estudios Avanzados del
Instituto Politécnico Nacional, Unidad Mérida
(CINVESTAV IPN – Mérida)
Mérida, Yucatán, **México**

Co-Editor en Jefe:

Dra. Patricia Martínez
Departamento de Ingeniería y Gestión de la Construcción,
Escuela de Ingeniería,
Pontificia Universidad Católica de Chile
Santiago de Chile, **Chile**

Editor Ejecutivo:

Dr. José Manuel Mendoza Rangel
Universidad Autónoma de Nuevo León, Facultad de
Ingeniería Civil
Monterrey, Nuevo León, **México**

Editores Asociados:

Dr. Manuel Fernandez Canovas
Universidad Politécnica de Madrid.
Madrid, **España**

Ing. Raúl Husni

Facultad de Ingeniería Universidad de Buenos Aires.
Buenos Aires, **Argentina**

Dr. Paulo Roberto do Lago Helene

Universidade de São Paulo.
São Paulo, **Brasil**

Dr. José Iván Escalante García

Centro de Investigación y de Estudios Avanzados del
Instituto Politécnico Nacional (Unidad Saltillo)
Saltillo, Coahuila, **México**.

Dr. Mauricio López.

Departamento de Ingeniería y Gestión de la Construcción,
Escuela de Ingeniería,
Pontificia Universidad Católica de Chile
Santiago de Chile, **Chile**

Dra. Oladis Troconis de Rincón

Centro de Estudios de Corrosión
Universidad de Zulia
Maracaibo, **Venezuela**

Dr. Fernando Branco

Universidad Técnica de Lisboa
Lisboa, **Portugal**

RAV3N3, Septiembre - Diciembre 2013

Mensaje del Editor en Jefe

REVISTA LATINOAMERICANA DE CONTROL DE CALIDAD,
PATOLOGÍA Y RECUPERACIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN

<http://www.revistaalconpat.org>

Es motivo de satisfacción y alegría para el equipo de la Revista ALCONPAT ver publicado el tercer número de nuestro tercer año al aire.

El objetivo de la Revista ALCONPAT (RA) es la publicación de casos de estudio relacionados con los temas de nuestra asociación, o sea control de calidad, patología y recuperación de las construcciones motivando desde luego la presentación de investigaciones básicas o aplicadas que pudiesen tener aplicación con los casos de estudio.

Este V3N3 tiene interesantes contribuciones relacionadas con casos de estudio, investigación documental y procesos metodológicos. Iniciamos con un artículo procedente de **España** donde Luis Ortega y colaboradores discuten planes de mantenimiento y técnicas de actuación en puentes atirantados.

En el segundo artículo, Mónica Garcez y colegas de **Brasil** presentan un interesante análisis jerárquico de toma de decisiones para seleccionar tipos de refuerzo de material compuesto con polímeros reforzados con fibras.

En el tercer artículo Ysabel Dikdan y colegas de **Venezuela** hacen un diagnóstico patológico y una propuesta de intervención de los cimientos y de los muros de contención de derrames de dos tanques de almacenamiento de ácido sulfúrico para usos industriales.

Por su parte, en el cuarto artículo, Claudia Flores y sus colegas de **México** discuten una evaluación mecánica de concreto y de corrosión en mortero con partículas de neumático reciclado.

El quinto artículo, escrito por Francieli Mantovani y sus colaboradores de **Brasil**, presenta una evaluación ambiental de los procesos de construcción de una estructura metálica y hormigón prefabricado mediante un análisis del ciclo de vida.

El sexto y último artículo de este número, escrito por V. Vázquez y D. Lird proveniente de **Paraguay**, corresponde a una metodología y aplicación de ésta para estimar vida útil ponderada de viviendas.

Leer éste y los anteriores trabajos será sin duda una oportunidad de conocer más sobre la patología de la construcción, pero en especial

sobre la diversidad de opiniones de los diferentes grupos de autores.

Cada número de RA busca balancear la participación de temas afines al objeto social de la ALCONPAT Internacional. Con esta edición la RA cierra su tercer año, habiendo publicado 3 números con un total de 18 artículos provenientes de 8 países: **Argentina, Brasil, Colombia, España, México, Paraguay, Portugal y Venezuela**. Del total 7 fueron de investigación básica o aplicada, 6 de casos de estudio, 3 de investigación documental y 2 de estado del arte. Los casos ilustrados de estudio correspondieron a una **torre, un edificio, un túnel, un monumento, pavimentos, granjas industriales, puentes colgantes, tanques de almacenamiento y viviendas**. Esto muestra la calidad y diversidad de experiencias transmitidas a nuestra comunidad.

El año 2013 significó para RA la obtención de su número electrónico eISSN 2007-6835 tras un largo proceso. RA está ahora de acuerdo con las licencias Creative Commons y ha obtenido su inscripción e información legal en el Instituto de Derechos de Autor. Toda esta información está colocada y actualizada en cada uno de los artículos ya publicados. Al cierre de esta edición se tenía ya el alta en Google Scholar, primer índice público al que perteneceremos. 2014 le depara buenas noticias a RA, cuya presencia empieza a notarse ya con citas. En nuestro siguiente número daremos a conocer nuestros avances de indexación en otros índices. Nuestro más sincero agradecimiento por su colaboración, la cual deseamos que continúe, y nuestros mejores deseos para ustedes y sus familias en éstas fiestas decembrinas así como en 2014.

Por el Consejo Editorial



Pedro Castro Borges
Editor en Jefe



Conservación de puentes atirantados: algunos aspectos particulares de sus planes de mantenimiento y técnicas de actuación

L. Ortega¹, A. López¹, C. Velando¹

¹ RETINEO Ingeniería, Madrid, España, Web: <http://www.retineo.es>

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v3i3.51>

Artículo recibido el 30 de Junio de 2013, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 02 de Septiembre de 2013. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el segundo número del año 2014 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del primer número del año 2014.

RESUMEN

El artículo parte de la necesidad de que se elaboren planes de inspección y mantenimiento de los puentes de una forma rigurosa, centrándose luego en algunos aspectos específicos de los puentes atirantados. La singularidad de estos puentes, por su tipología y dimensiones, hace que planteen problemas desde muy diferentes puntos de vista: tipo de elementos estructurales a conservar, procesos patológicos que les pueden afectar, dificultades de acceso para su inspección y su conservación, y técnicas específicas de, inspección, reparación y mantenimiento. El artículo comenta algunos problemas en puentes atirantados de los que se ha tenido noticia, las actuaciones de reparación desarrolladas y se subrayan las dificultades derivadas de la habitual carencia de medios de acceso pensados para estos puentes. Finalmente, se resumen unas conclusiones básicas sobre aspectos a tener en cuenta al desarrollar sus planes de conservación.

Palabras clave: planes de mantenimiento; puente atirantado; medios de acceso; encintado de vainas; conservación.

ABSTRACT

The article starts from the need to develop inspection and maintenance plans for bridges in a rigorous way, focusing the attention on some specific aspects of cable-stayed bridges. The uniqueness of the type and dimensions of these structures causes specific problems arising from very different points of view: type of structural elements to maintain, pathological processes affecting them, difficulties of access for inspection and maintenance, and need of specific technics for inspection, repair and maintenance. Some problems detected in cable-stayed bridges are commented, as well as remedial measures developed; difficulties arising from the usual lack of access means specifically designed for these bridges are highlighted. Finally, the conclusions summarize basic aspects to be considered when developing their conservation plans.

Keywords: maintenance plans; cable stayed bridge; access means; stay wrapping; conservation.

Autor de contacto: L. Ortega (lmortegab@retineo.es)

© 2013 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 3, No. 3, Septiembre - Diciembre 2013, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Av. Zamná No. 295 entre 61 y 63 Fraccionamiento Yucalpetén, Mérida, Yucatán, México, C.P. 97248, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Página Web: www.alconpat.org

Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de derechos al uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Av. Zamná No. 295 entre 61 y 63 Fraccionamiento Yucalpetén, Mérida Yucatán, México, C.P. 97248, fecha de publicación: 30 de septiembre de 2013.

Las opiniones expresadas por los autores no necesariamente reflejan la postura del editor. Queda totalmente prohibida la reproducción total o parcial de los contenidos e imágenes de la publicación sin previa autorización de la ALCONPAT Internacional A.C.

1. INTRODUCCIÓN. NECESIDAD DE PLANES DE MANTENIMIENTO

Las Instrucciones EHE y EAE actualmente vigentes en España han incorporado al final de sus articulados sendos capítulos dedicados al Mantenimiento donde, entre otras cosas, se establece que en los proyectos de estructuras, de todo tipo en el caso de hormigón, o de clase 4 ó 3 en el caso de acero, será obligatorio incluir un Plan de inspección y mantenimiento, que defina las actuaciones a desarrollar durante su vida útil para mantener su capacidad estructural y funcional (CPH, 2011) (CPA, 2011).

Esta obligatoriedad normativa no viene sino a responder a una necesidad real, evidente para los técnicos involucrados en la conservación de las infraestructuras, pero quizás no tanto para otros muchos (la mayoría) no vinculados a estas tareas. Parece un contrasentido que la actividad del proyecto de estructuras haya estado regulada desde hace bastantes décadas y sin embargo, hasta la fecha, no se haya exigido, en esa misma fase de proyecto, la elaboración en paralelo del “manual de instrucciones de uso” de la estructura. Ese contrasentido quizás obedezca al hecho de que la conservación del patrimonio construido ha sido posiblemente considerada como algo relativamente ajeno por muchos de los profesionales del mundo de la ingeniería civil, más vinculada ésta tradicionalmente a la actividad constructora y no tanto a la conservación, sin que se pueda decir que existiera una mentalidad enfocada al mantenimiento como actividad preventiva. Y ello pese a que las distintas fases de la estructura (concepción, proyecto, ejecución, y vida en servicio) no pueden considerarse totalmente independientes, sino que se encuentran profundamente interrelacionadas ya que las decisiones que se toman en las fases iniciales afectan significativamente a las fases posteriores (ACHE-ATC, borrador pendiente de publicación).

Sin embargo resulta obvio que las infraestructuras se construyen para prestar un servicio a la sociedad y es la conservación la que nutre y mantiene vivo y operativo el patrimonio de las infraestructuras que se han ido construyendo a lo largo del tiempo con el esfuerzo de diferentes generaciones. Aunque muchas de las infraestructuras parezcan eternas, se asemejan más de lo que podría pensarse a un ser vivo: se conciben, nacen, se ponen en servicio, se deterioran y mueren (ACEX, 2010). Y por tanto, resulta inconcebible el limbo regulatorio y sin planificación en el que se han movido las actividades de conservación hasta hace relativamente pocos años. Más aún cuando la actividad de mantenimiento ocupa la práctica totalidad del ciclo vital de la estructura, puesto que las fases de proyecto, construcción y demolición final al terminar esa vida útil, no constituyen sino una pequeña fracción de tal ciclo (CPH, 2011) (ACHE-ATC, borrador pendiente de publicación).

En resumen, la obligatoriedad actual de elaborar en fase de proyecto los planes de mantenimiento de las estructuras, en general, y de los puentes, en particular, no ha hecho sino venir a ordenar y regular una necesidad ampliamente constatada por la minoría de ingenieros que hasta ahora se han venido encargando de las labores de conservación de las mismas.

Es fundamental, además, que esos planes de inspección y mantenimiento se elaboren de una forma absolutamente seria y rigurosa. Como se ha comentado, las fases de concepción, proyecto, ejecución y vida en servicio de una estructura no son independientes, sino que están profundamente interrelacionadas, de manera que muchos de los problemas que se les plantean a los encargados de la conservación podrían haberse evitado o aliviado en buena medida, si tal operación de conservación hubiese sido concebida, pensada y diseñada hasta sus últimos detalles en la fase de proyecto de la estructura.

Más aún, se puede asegurar que si esos planes de mantenimiento son concienzudamente pensados y elaborados con la seriedad que es exigible en la fase de proyecto, muchos detalles de éste último resultarán condicionados por las necesidades derivadas de garantizar una adecuada conservación. Porque, pese a lo señalado en (ACHE-ATC, borrador pendiente de publicación), en

el sentido de que el plan de mantenimiento está supeditado a la obra proyectada y no al revés, el proyecto responsable llevará aparejado, como también se señala en dicha publicación, la obligatoriedad de facilitar y optimizar las tareas necesarias para conservar adecuadamente la estructura a lo largo de toda su vida útil.

Otra forma de ver esta misma interrelación entre las distintas fases a lo largo de la vida de una obra es la derivada del coste de la infraestructura considerando esa vida útil completa. Parece claro que el proyecto y la construcción pueden comprometer seriamente toda la vida de la estructura si, desde el propio proyecto y la obra, no se contempla, facilita y abarata en lo posible su mantenimiento. En esta línea, (CPH, 2011) en su Anejo 13 (índice de contribución de la estructura a la sostenibilidad) comenta que dicha contribución depende, entre otros varios, del cumplimiento de criterios como la optimización de los costes de mantenimiento (anejo 13 ap.1). En una línea similar, en (CPH, 2011) y (CPA, 2011) se habla de vida útil de la estructura como aquel período durante el que debe cumplir la función para la que fue construida, contando con conservación adecuada pero sin rehabilitaciones significativas (sin precisar qué se entiende por rehabilitaciones significativas). En el mismo sentido, en (DGC, 2012) se recoge entre los requisitos del proyecto de un puente el que éste debe proyectarse para cumplir su función con costes de conservación aceptables (sin aclarar tampoco qué se consideran costes aceptables).

En todo caso, si filosóficamente parece obvio que hay que proyectar con costes de conservación aceptables, ¿no deberían evaluarse éstos en los planes de mantenimiento y, por tanto, en el proyecto? Y consecuentemente, ¿no habría que, a través de éstos, cambiar la forma de proyectar para realmente llegar a una optimización del coste para el ciclo de vida completo de la estructura? El artículo trata de subrayar la trascendencia de estas ideas cuando el tema se centra en los puentes atirantados

2. PLANES DE MANTENIMIENTO: PROBLEMÁTICA ESPECÍFICA DE LOS PUENTES ATIRANTADOS

Con carácter general el plan de mantenimiento de un puente tiene que contemplar una serie de aspectos tales como (CPH, 2011) (CPA, 2011): descripción de la estructura y de las clases de exposición de sus elementos; estimación de la vida útil de cada elemento estructural; puntos críticos de la estructura, que precisan especial atención a efectos de inspección y mantenimiento; periodicidad de las inspecciones y criterios de inspección recomendados; medios auxiliares para el acceso a las distintas zonas de la estructura y técnicas de mantenimiento recomendadas.

Desde el punto de vista de los planes de mantenimiento de los puentes atirantados interesa subrayar la especial importancia y trascendencia de los aspectos de estimación de la vida útil de los diferentes elementos, identificación de puntos críticos, medios de acceso y técnicas de mantenimiento aplicables.

2.1 Estimación de la vida útil de cada elemento estructural. Puntos críticos.

No parece que plantee dudas que los tirantes y todos sus elementos constituyen uno de esos puntos críticos, posiblemente el fundamental, en esta tipología estructural. Por ello, al establecer la durabilidad de la protección contra la corrosión de estos elementos, se diferencia claramente entre tirantes sustituibles, tirantes no sustituibles pero accesibles y tirantes no sustituibles ni accesibles, de forma que las vidas útiles exigidas a los diferentes elementos y las frecuencias de inspección y mantenimiento de los mismos varían considerablemente según sea el caso (Tabla 1) (ACHE, 2007). En una línea similar se sitúan las recomendaciones de (FIB, 2005).

Tabla 1. Resumen de criterios de durabilidad y mantenimiento de tirantes (ACHE, 2007)

Capacidad de sustitución, acceso	Vida útil de la estructura	Vida útil tirantes sin merma de capacidad	Vida útil del sistema de protección corrosión o contra la degradación, vibración, etc.	Período inspección y mantenimiento
Tirante sustituible	100 años	50 años	Partes accesibles: 10 años; No accesibles: 50 años	1ª inspección: 3 años; Siguietes: 5 años
Tirante no sustituible pero accesible	100 años	100 años	Partes accesibles: 10 años; No accesibles: 100 años	1ª inspección: 3 años; Siguietes: 5 años
Tirante no sustituible ni accesible	100 años	100 años	100 años sin mantenimiento	

Por tanto el proyectista, en concordancia con su decisión de prever o no tirantes sustituibles, deberá asegurar en los planes de mantenimiento los medios de acceso a sus distintos elementos, establecer los criterios para su adecuada inspección y recomendar las técnicas para su conservación y para su eventual sustitución. O, en su caso, proyectar el puente con unos tirantes cuya vida útil sea superior a 100 años sin mantenimiento.

2.2 El acceso a los tirantes como elementos estructurales críticos.

Aparentemente se está produciendo una cierta contradicción en el proyecto de muchos puentes atirantados, por cuanto no parece que se esté recurriendo a proyectar con vidas útiles de 100 años para los tirantes que hagan innecesarios su inspección y mantenimiento, pero tampoco que se esté prestando la atención debida al acceso a los tirantes y a todos sus elementos como puntos críticos necesitados de inspección y de, en su caso, eventual mantenimiento. La propia tipología de estos puentes hace que, habitualmente, presenten pilonos de considerable altura, por lo que el acceso a la parte aérea de los cables para su inspección plantea ya un problema considerable (Figura 1).

Un problema similar se presenta en otros elementos de los tirantes como los propios anclajes o los centradores, tanto en pilono como en tablero. En lo que se refiere al pilono, su propia altura hace que el acceso a los anclajes en el mismo presente considerables dificultades si no se ha previsto adecuadamente en proyecto. Y por lo que hace referencia al tablero, es habitual que en puentes atirantados con dos planos de atirantamiento situados en los laterales del tablero, los anclajes inferiores de los tirantes se dispongan bajo el mismo, como se refleja en las fotografías de la Figura 2.



Figura 1. Puentes atirantados: a) sobre el río Tajo en Talavera de la Reina (Toledo, España), con un pilono de 192 m de altura (Sánchez de León et al., 2012); b) sobre el embalse de Barrios de Luna (León, España) con pilonos de 90 m sobre el tablero (Manterola et al., 1984).



Figura 2. Anclajes de tirantes bajo el tablero en los puentes de: a) Talavera de la Reina (Sánchez de León et al., 2012); b) Carlos Fernández Casado (Manterola et al., 1984).

Esto plantea un problema para la inspección, tanto de los anclajes inferiores como del tablero en sí mismo, pues los propios tirantes inclinados hacen imposible la maniobra de despliegue de equipos standard de inspección de puentes (Figura 3)



Figura 3. Maniobras de despliegue de pasarelas standard de inspección de puentes para examen de la cara inferior del tablero.

En esos casos se hace necesario recurrir a equipos como el de la Figura 4. Incluso con estos últimos equipos, aunque su utilización sea posible, no es posible el avance de forma continua con el equipo desplegado en posición de inspección para ir revisando los diferentes anclajes o para la inspección del propio tablero (Figura 4c); la presencia de los tirantes implica la necesidad de recoger y desplegar el brazo con la canastilla cada pocos metros (Figuras 4a y 4b) con el consiguiente descenso en los rendimientos y el encarecimiento de las tareas de inspección o

mantenimiento en las que vayan a utilizarse. Por otro lado, este equipo resulta muy limitado si lo que se pretende es inspeccionar la cara inferior del tablero, puesto que la penetración en horizontal bajo el mismo no es comparable con la alcanzada con una pasarela como las de la Figura 3. De esta forma, tanto la inspección del tablero por su cara inferior como la de los anclajes de los tirantes en el mismo, se transforma en una tarea posible, pero con un coste muy superior al que hubiera podido tener de haber sido concebido el puente pensando en ello.



Figura 4. Utilización de un equipo de brazo articulado con canastilla en inspección de un puente atirantado: a) y b) Maniobras de despliegue; c) inspección de un anclaje.

2.3 Técnicas de inspección y mantenimiento específicas para los tirantes.

En concordancia con todo lo anterior, los planes de mantenimiento de puentes atirantados deberán recomendar las técnicas de inspección y mantenimiento que consideren más adecuadas para todos los elementos de los tirantes. E incluso deberán prever su sustitución, puesto que lo habitual es proyectar con tirantes cuya vida útil es inferior a la del puente.

Por lo que se refiere a la inspección, el examen visual con acceso directo al propio tirante es el sistema preferido por los propios técnicos encargados de la conservación de este tipo de puentes (Tabatabai, 2005). Además, esa inspección visual de los tirantes debe hacerse con el operador situado a distancia del tirante lo suficientemente corta como para llegar a tocarlo, de forma que se puedan detectar posibles desperfectos en su vaina externa (fisuras o grietas, manchas de óxido, eflorescencias, curvaturas inusuales o abultamientos) (PTI, 2001) lo que remite de nuevo a la necesidad de previsión de medios de acceso en los planes de mantenimiento.

Además, el plan deberá contemplar la posible aplicación de las diferentes técnicas no destructivas para el examen de los tirantes (control de fuerzas en los tirantes; evaluación ultrasónica de los cables en zona de anclajes; métodos magnéticos; sensores magneto estrictivos; radiografía; etc.) para las que se remite al lector a la literatura existente (ACHE, 2007) (Tabatabai, 2005). En lo que se refiere al control de fuerzas en los tirantes mediante la medición de sus frecuencias propias de vibración, se llama la atención del lector sobre las limitaciones puestas de manifiesto en (ACHE, 2007), derivadas de la necesidad de determinar con precisión parámetros como la masa del cable (especialmente en tirantes de tecnología antigua inyectados), su longitud, la rigidez a flexión, etc. Ello lleva a que, en la mayoría de los casos, sea necesario recurrir a calibrar previamente el método mediante el control directo de la fuerza en algunos de los tirantes mediante el pesaje por despegue. Y todo ello, sin olvidar la necesidad, también subrayada en (ACHE, 2007), de realizar un estudio teórico previo a nivel de proyecto que permita asegurar que la precisión de las mediciones es adecuada para extraer conclusiones útiles de las mismas teniendo muy en cuenta el rango real de variación de frecuencias esperable en el cable dentro de límites normales.

Por otra parte, si se proyecta con tirantes sustituibles, parece claro que el Plan de mantenimiento debería contemplar con un cierto detalle el propio proceso de sustitución, dada su trascendencia

desde un punto de vista económico y de afección al tráfico. Es decir, la propia recomendación existente, desde el punto de vista de cálculo, de comprobar el adecuado comportamiento de la estructura con uno o varios tirantes menos y qué condiciones de restricciones al tráfico son compatibles con esa situación transitoria (PTI, 2001) (FIB, 2005), debería reflejarse en una previsión, a incluir en los planes de mantenimiento, de cómo hacer la sustitución de un tirante.

3. MANTENIMIENTO DE PUENTES ATIRANTADOS: EXPERIENCIAS

3.1 La existencia de planes de mantenimiento.

El informe NCHRP Synthesis 353 (Tabatabai, 2005) realizado a partir de una encuesta sobre 27 puentes en EE.UU. y 13 en Canadá revela que mientras el 71% de los puentes de EE.UU. contaban con un plan de mantenimiento, en Canadá sólo 1 de los puentes incluidos en el informe (8%) lo tenía. No se cuenta con información sobre esta situación en otros países. De los puentes en los que los autores han tenido oportunidad de trabajar, curiosamente solo el primero de los construidos en España (Fernández Casado et al., 1979) tenía un manual de conservación, breve pero interesante, que constituía un ejemplo que posteriormente no parece haberse seguido en una mayoría de casos.

3.2 Los medios de acceso para la inspección visual o el mantenimiento.

Como se ha comentado, independientemente de la aplicación de diversas técnicas no destructivas para el examen de los tirantes, ampliamente documentadas en la literatura, la inspección visual es el sistema preferido por los propios técnicos de conservación.

En determinados casos esta inspección puede hacerse con el auxilio de plataformas elevadoras o grúas con canastilla, pero con las limitaciones inherentes a la altura alcanzable con estos equipos y a las características del propio puente a inspeccionar (Figura 5).



Figura 5. Realización de una operación de conservación en un tirante en el Viaducto Carlos Fernández Casado con auxilio de una plataforma articulada de 30 m de altura.

Pero la tónica general es el desarrollo específico de equipos que circulan bien sobre cada tirante, bien sobre el tirante superior, o sobre un cable auxiliar (Tabatabai, 2005); éste ha sido el caso del equipo desarrollado para la inspección de los tirantes en el puente Carlos Fernández Casado en España (Figura 6). Existen casos excepcionales, como el del Ministerio de Tráfico alemán, que ha llegado a desarrollar un vehículo adaptable a todos los puentes atirantados alemanes (Saul et al., 1998, 2002 y 2007).



Figura 6. Equipo de inspección de tirantes del Viaducto Carlos Fernández Casado.

El uso de este tipo de canastillas facilita en gran medida una adecuada inspección de los tirantes pero implica considerables costes, de inversión, de mantenimiento y de uso del equipo, al exigir la intervención de especialistas en altura para su montaje en los diferentes planos de atirantamiento del viaducto.

La Figura 7 muestra (izquierda) dos pasarelas provisionales para acceso bajo el tablero empleadas respectivamente en la construcción del Viaducto C. Fernández Casado y en la obra de rehabilitación del puente de Amposta (Del Pozo et al., 2009). Desde un punto de vista del mantenimiento de este tipo de puentes cabe pensar si no merecería la pena invertir algo más en esos equipos provisionales de obra, para convertirlos en equipos permanentes para la inspección y el mantenimiento de la estructura a lo largo de su vida útil, como las de la Figura 7 derecha (Astiz et al., 2011).



Figura 7. Izquierda: pasarelas provisionales de obra para acceso bajo el tablero del Viaducto C. Fernández Casado (cortesía del Ing. D. Pablo Díaz Simal) y del Puente colgante de Amposta. Derecha: Pasarelas de inspección y mantenimiento de los Puentes de Rande y Waterford.

3.3 Procesos patológicos de los tirantes. Técnicas de mantenimiento.

Cuando se alcanzan aproximadamente 50-60 años de la aparición de los primeros puentes atirantados, la experiencia acumulada hasta la fecha demuestra la necesidad tanto de la inspección de los tirantes y de sus elementos como del desarrollo de técnicas específicas de reparación de los problemas surgidos hasta la fecha en ellos.

Los procesos patológicos de los tirantes más habituales, por efecto bien de acciones mecánicas, o ambientales o por una combinación de ambas, incluyen fatiga, corrosión, envejecimiento de plásticos, desgaste, deterioro de protecciones superficiales o de los materiales de relleno, vibraciones excesivas, y la dificultad general para confirmar con fiabilidad el estado de conservación de los cables internamente, especialmente en la zona crítica de los anclajes (ACHE, 2007) (Tabatabai, 2005). En este sentido, la propia tecnología de los tirantes ha ido evolucionando con el tiempo, precisamente para evitar procesos patológicos que el tiempo ha demostrado que se estaban produciendo. Pero existe un cierto número de puentes, no despreciable, con tecnologías más o menos obsoletas en los que, por ejemplo, se han detectado problemas de agrietamientos y deterioros en las vainas de protección como los mostrados en la Figura 8.



Figura 8. Agrietamientos en vainas de protección de tirantes antiguos correspondientes a dos tecnologías diferentes.

En (Tabatabai, 2005) se comenta que se habían detectado problemas de agrietamiento de vainas en hasta un 14% de los puentes atirantados de EE.UU. incluidos en el estudio. Problemas del mismo tipo se han presentado en los puentes de Zárate-Brazo Largo en Argentina o el puente Luling en Louisiana así como fisuraciones en la lechada de cemento con que se inyectó la vaina (Ladret, 2013) (Saul et al, 1998, 2002 y 2007) (Tabatabai, 2005).

Cabe asimismo comentar la presencia de problemas en otras tipologías de tirantes (Gimsing et al., 2012) (Saul et al., 1998, 2002 y 2007) (Tabatabai, 2005), tales como los problemas de roturas de alambres en cables cerrados de puentes (Figura 9 a) como el de Köhlbrand, el de Maracaibo o el Norderelbe. En una línea similar y aunque no se trate de puentes atirantados, también cabe hablar de los problemas de corrosión hallados en las péndolas del puente de las Américas (Ladret et al., 2011) (Ladret, 2013) o en los cables principales y péndolas del puente de Amposta (Figura 9 b y c) (del Pozo et al., 2006).



Figura 9. a) Rotura de alambres en un tirante de cable cerrado; b) Rotura de alambres por corrosión en el puente de Amposta; c) Corrosión en péndolas del puente de las Américas.

Por lo que se refiere a las técnicas de mantenimiento de estos problemas, se transcribe seguidamente lo indicado en (Tabatabai, 2005) señalando que *“muchos de los métodos de evaluación y reparación están todavía en fases incipientes de su desarrollo y no existe suficiente información disponible sobre técnicas fiables y probadas. Prácticamente, los únicos elementos cuya reparación puede plantearse son las vainas de polietileno, los fuelles elastoméricos de entrada de tirantes al tablero y los anillos de neopreno de los centradores. Sin embargo la reparación de daños por corrosión o por fatiga en los cables antiguos, ya sea en la zona aérea de los mismos o en los anclajes, es virtualmente imposible a menos que se sustituya el cable completo. El proceso de sustitución en sí mismo es un reto considerable, especialmente en los puentes más antiguos. El principal cometido de los inspectores e ingenieros de mantenimiento es, por tanto, la prevención. Y si ésta falla el ingeniero debe tener una herramienta fiable que le permita determinar si uno o varios cables deben ser sustituidos y cuándo.”*

Entre esas pocas técnicas que sí parecen suficientemente probadas está la de la reparación de vainas agrietadas mediante encintado helicoidal con una cinta elastomérica tricapa de un material polimérico de polietileno clorosulfonado, reforzada con fibras, que es posteriormente vulcanizada in-situ mediante tratamiento térmico con mantas eléctricas (Figura 10)¹. El sistema se ha venido utilizando en puentes atirantados o colgantes desde 1992, al parecer con buenos resultados.



Figura 10. Reparación de vainas mediante encintado con banda elastomérica: a) Máquina de encintado; b) Tratamiento térmico de vulcanizado in situ; c) Aspecto de dos tirantes encintados.

Según lo comentado, los planes de mantenimiento en general deben incluir, entre sus contenidos, las técnicas de mantenimiento propuestas para la conservación del puente. En el caso de puentes atirantados esto implica que una de las cuestiones a prever es la sustitución de los tirantes.

Téngase en cuenta que las recomendaciones al uso (PTI, 2001), establecen que el proyecto de estructuras atirantadas debe tener en cuenta la posible sustitución de cualquiera de los tirantes, previendo la reducción de la sobrecarga de uso que sea necesaria en la zona de influencia del cable a sustituir; y en (FIB, 2005) se establece que, particularmente en puentes, los tirantes deben ser sustituibles, subrayando que el proyectista debe especificar si los tirantes son sustituibles o no, si pueden serlo solo de uno en uno o varios al mismo tiempo y si tal operación puede hacerse con carga de tráfico completa o es necesario reducirla o incluso cortar el puente al tráfico. En la misma línea, las propias consideraciones de durabilidad hacen que el tirante tenga que ser considerado un elemento reemplazable o, en caso contrario, deben utilizarse sistemas de atirantamiento con al menos la misma vida útil de la estructura (ACHE, 2007).

Pero esa capacidad del puente para admitir que un tirante pueda ser sustituido, no puede limitarse a que se realicen cálculos de comprobación de la adecuada capacidad del puente para seguir soportando las cargas de tráfico durante tal proceso de sustitución. Resulta absolutamente necesario que en los planes de mantenimiento de este tipo de puentes se incluya un proyecto de ese proceso de sustitución de tirantes.

Por otra parte, la experiencia parece demostrar la necesidad de prever desde el proyecto, incluyéndolo en el plan de mantenimiento, el procedimiento de sustitución de cables, a juzgar por el número de casos en que tal operación ha sido necesaria y que se han reflejado en la literatura: Amposta, Chaco-Corrientes, Köhlbrand, Las Américas, Luangwa, Luling, Maracaibo, Norderelbe, Zárata-Brazo Largo (Tabatabai, 2005) (Del Pozo et al., 2006) (Del Pozo et al., 2009) (Ladret et al., 2011) (Gimsing et al., 2012) (LDOTD, 2012) (Mehrabi et al., 2010). Y tal proyecto de sustitución debe incluir una valoración realista del coste de la operación. No debe olvidarse que, si tal operación no se ha previsto con un cierto nivel de detalle en la fase de proyecto del puente, las necesidades de medios de acceso y medios auxiliares para realizar esa operación pueden ser considerables y, sobre todo, con una repercusión económica completamente diferente a la que tales medios suponen durante la instalación y tesado de los tirantes cuando el puente se

¹ Sistema Cableguard: <http://www.dsbrown.com/Bridges/CableCorrosionProtection/CableguardElastomeric.aspx>

está construyendo. Puede ocurrir que el propio ejercicio de diseñar la operación de sustitución del tirante lleve a reconsiderar determinados detalles del diseño original del puente para hacer económicamente viable la operación.

4. CONCLUSIONES

Con la experiencia acumulada de casi 60 años desde la construcción del puente atirantado de Strömsund, se puede afirmar que siguen existiendo una serie de retos básicos en lo que se refiere al mantenimiento y reparación de este tipo de puentes (Tabatabai 2005). Entre ellos se encuentran varios de los apuntados en este artículo, como acceso adecuado y seguro a los cables para su inspección y mantenimiento y desarrollo de métodos y procedimientos para la sustitución de tirantes (especialmente en puentes con sistemas antiguos de atirantamiento), además de técnicas para evaluar el estado de los anclajes, con coste y fiabilidad razonables, sobre todo en aquellos inyectados con lechada de cemento o epoxi.

Es de esperar que la redacción de planes de mantenimiento en los proyectos de puentes, ahora ya obligatoria en España, hará que tengan que desarrollarse, en el caso de puentes atirantados, nuevas ideas en cuanto a los temas citados en el párrafo anterior o bien que se modifiquen determinados detalles de los proyectos que faciliten la conservación de este tipo de estructuras y abaraten los costes de su conservación.

5. BIBLIOGRAFÍA

ACEX (2010) *El libro verde de la conservación de infraestructuras en España*, ACEX, Madrid, http://www.acex.ws/index.php?option=com_docman&task=cat_view&gid=29&Itemid=70 [citado 19 de febrero de 2013].

ACHE (Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural) (2007), *Manual de tirantes*, ACEX, Madrid – España, Apartado 4.3.3, pp. 164-166.

ACHE-ATC (Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural – Asociación Técnica de Carreteras), (borrador pendiente de publicación), *Guía para la redacción del plan de mantenimiento en puentes* (borrador final pendiente de publicación), ACEX-ATC, Apartado 2.

Astiz M.A., Manterola, J., Tarquis F., Muñoz-Rojas J., Santos A., Blanco L., Fernández S. (2011) *El puente atirantado sobre el río Suir en Waterford*, Hormigón y Acero Vol. 62 nº 262, octubre-diciembre 2011, pp. 7-37.

CPH (COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN) (2011), *EHE-08 Instrucción de Hormigón Estructural*, 5ª ed., Ministerio de Fomento – Secretaría General Técnica - Centro de Publicaciones, Madrid – España, Cap. XVIII – Art. 103, pp. 455-459.

CPA (COMISIÓN PERMANENTE DE ESTRUCTURAS DE ACERO) (2011), *EAE Instrucción de Acero Estructural*, 1ª ed., Ministerio de Fomento – Secretaría General Técnica - Centro de Publicaciones, Madrid – España, Cap. XXIII – Arts. 92 a 94, pp. 495-498.

Del Pozo F., Arrieta J. M., Cerezo A., Velando C. (2006), *Estudios, inspección especial y proyecto de rehabilitación del puente de Amposta*, Hormigón y Acero Vol. 57 nº 241, julio-septiembre 2006, pp. 5-41.

Del Pozo F., Arrieta J. M., Cerezo A., Gómez M., Hue A., Vázquez A. (2009), *Obras de rehabilitación del puente colgante de Amposta*, Hormigón y Acero Vol. 60 nº 253, julio-septiembre 2009, pp. 7-42.

DGC (Dirección General de Carreteras, Ministerio de Fomento) (2012), *IAP-11 Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera*, Ministerio de Fomento – Secretaría General Técnica - Centro de Publicaciones, Madrid – España, Capítulo 2.1, p. 11.

- Fernández Casado C., Fernández Troyano L., Manterola J. (1979), *Puente atirantado sobre el río Ebro en Navarra*, Hormigón y Acero n° 130-132, enero-septiembre 1979, pp. 360-369.
- FIB (International Federation for Structural Concrete) (2005), *Acceptance of stay cable systems using prestressing steels*, FIB, Lausana-Suiza.
- Gimsing N.J., Georgakis C.T. (2012), *Cable Supported Bridges, Concept and Design*, John Wiley & Sons, UK, pp. 2.31.
- Ladret P., Pérez C., Vilchez P., Aguilar, O. (2011), *Rehabilitación del puente de las Américas en Panamá*, Hormigón y Acero Vol. 62 n° 261, julio-septiembre 2011, pp. 7-44.
- Ladret P., (2013), *Inspección de tirantes en puentes*, RUTAS n° 155, abril-junio 2013, pp. 12-28.
- LDOTD (Louisiana Dept. of Transportation & Develop.) (2012), *DOTD wraps up Hale Boggs Bridge cable replacement project*, <http://www.dotd.la.gov/pressreleases/Release.aspx?key=2143> [citado 19 febrero 2013].
- Manterola J., Fernández Troyano L. (1984), *Autopista Campomanes-León. Los puentes*, Hormigón y Acero n° 151, abril-junio 1984, pp. 21 a 115.
- Mehrabi A. B., Ligozio C. A., Ciolko A. T., Wyatt S. T. (2010), *Evaluation, Rehabilitation Planning, and Stay-Cable Replacement Design for the Hale Boggs Bridge in Luling, Louisiana*, Journal of Bridge Engineering ASCE, July/August 2010, pp. 364-372.
- PTI (Post-Tensioning Institute) (2001), *Recommendations for stay cable design, testing and installation*, PTI, Phoenix, U.S.A., pp. 49-52.
- Sánchez de León R., Bernal Pérez C., Sánchez de León F. (2012), *Puente atirantado de Talavera de la Reina*, Hormigón y Acero Vol. 63 n° 263, enero-marzo 2012, pp. 7-47.
- Saul R., Svensson H.S., Humpf K. (1998), *Cable-stayed bridges. The German Connection*, Concrete International, febrero 1998, pp. 71-75.
- Saul R., Humpf K. (2002), *Inspection and maintenance of cable-stayed bridges. German experiences*, First International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management IABMAS 2002, Barcelona 14-17 julio 2002.
- Saul R., Humpf K. (2007), *Inspection, maintenance and replacement of stay cables*, Concrete International, Munich Bridge Assessment Conference MBAC 2007, Munich 9-12 julio 2007.
- Tabatabai H. (2005), *Inspection and maintenance of bridge stay cable systems. A synthesis of highway practice*, NCHRP (National Cooperative Highway Research Program), Synthesis 353, Washington D.C., pp. 1-75.



Aplicação da análise hierárquica como ferramenta de tomada de decisão para escolha do compósito de reforço com polímeros reforçados com fibras

D. H. Perelles¹, M. F. Medeiros¹, M. R. Garcez²

¹Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil.

²Centro de Engenharias, Universidade Federal de Pelotas, Pelotas, Brasil.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v3i3.52>

Artículo recibido el 05 de Mayo de 2013, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 23 de Julio de 2013. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el segundo número del año 2014 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del primer número del año 2014.

RESUMO

O reforço de estruturas com Polímeros Reforçados com Fibras (PRF) é uma alternativa que tem sido muito utilizada em intervenções executadas em elementos de concreto armado. A fibra de carbono é a mais empregada na formação dos compósitos de reforço utilizados em obras civis. Existe, no entanto, a possibilidade de se ampliar as opções de fibras formadoras do compósito utilizando as fibras de aramida e de vidro. Como uma ferramenta alternativa de tomada de decisão, o Método de Análise Hierárquica, baseado em critérios analisados de forma qualitativa e quantitativa, será utilizado neste trabalho para a avaliação das fibras de carbono, aramida e vidro, de forma a se obter qual material seria o mais apropriado para a execução de um reforço estrutural considerando como principais parâmetros de análise os custos dos materiais e as tensões e as deformações que os elementos poderão apresentar. A aplicação desta técnica de interpretação de resultados se mostrou muito útil, podendo ser considerada adequada para estudos que exijam uma tomada de decisão entre diferentes sistemas de reforço com PRF.

Palavra-Chave: reforço estrutural; polímeros reforçados com fibras; carbono; aramida; vidro; método da análise hierárquica.

ABSTRACT

Strengthening structures with Fiber Reinforced Polymers (FRP) is an alternative that has been used in interventions performed on reinforced concrete elements. Carbon fibers are the most used in the formation of composite reinforcement used in civil works. There is, however, possible to expand the options of forming fibers using the composite fibers of aramid and glass. As an alternative decision-making tool, the Analytic Hierarchy Process, based on criteria analyzed qualitatively and quantitatively, will be used in this work for the evaluation of carbon, aramid and glass fibers in order to obtain what material would be more suitable for the implementation of a structural reinforcement considering how key parameters of analysis material costs and the tensions and strains that may exhibit elements. This decision-making tool showed useful and can be considered suitable to select different FRP systems.

Keywords: structural strengthening; fiber-reinforced polymers; carbon; aramid; glass; hierarchical analysis method.

Autor de contacto: M. R. Garcez (mrgarcez@hotmail.com)

© 2013 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 3, No. 3, Septiembre - Diciembre 2013, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Av. Zammá No. 295 entre 61 y 63 Fraccionamiento Yucalpetén, Mérida, Yucatán, México, C.P. 97248, Tel. 5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Página Web: www.alconpat.org

Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de derechos al uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Av. Zammá No. 295 entre 61 y 63 Fraccionamiento Yucalpetén, Mérida Yucatán, México, C.P. 97248, fecha de publicación: 30 de septiembre de 2013.

Las opiniones expresadas por los autores no necesariamente reflejan la postura del editor. Queda totalmente prohibida la reproducción total o parcial de los contenidos e imágenes de la publicación sin previa autorización de la ALCONPAT Internacional A.C.

1. INTRODUÇÃO

Apesar do desenvolvimento positivo referente às aplicações dos Polímeros Reforçados com Fibras de Carbono (PRFC) no reforço de vigas de concreto armado, existem diversas possibilidades de aplicação de outros compósitos, pouco explorados, que podem favorecer em vários aspectos o reforço estrutural de um elemento de concreto armado. A grande maioria dos sistemas de reforço com PRF (Polímeros Reforçados com Fibras) consiste de um compósito em que fibras de carbono são embebidas em uma matriz epoxídica, porém, segundo (Meier, 2005) a questão de qual material é o mais adequado é ainda um assunto de longa discussão.

Assim, a análise da variação do efeito causado pelo tipo de fibra formadora do compósito, tendo como parâmetros as principais fibras utilizadas em reforço estrutural: carbono, aramida e vidro, se torna cada vez mais importante para a realização de projetos de reforço mais viáveis, aliando questões técnicas e econômicas.

Levando-se em conta a necessidade de escolha do tipo de compósito para o reforço de vigas de concreto armado, fica clara a importância deste trabalho que vem propor o emprego da técnica de análise hierárquica como uma metodologia de escolha, considerando uma visão sistêmica, levando em consideração parâmetros priorizados como mais relevantes analisados em conjunto, de forma qualitativa ou quantitativa.

Neste sentido, o objetivo deste trabalho é utilizar o método de análise hierárquica como ferramenta para tomada de decisão na determinação de qual polímero reforçado com fibras é o mais apropriado para o reforço à flexão de uma viga de concreto armado. Os parâmetros avaliados e os pesos aplicados em cada critério levam em conta que o principal fator a ser considerado no reforço de um elemento estrutural, independente da natureza do compósito de reforço utilizado, é a segurança quanto às tensões e aos deslocamentos.

2. ANÁLISE COMPARATIVA DAS FIBRAS DE CARBONO, VIDRO E ARAMIDA

Tendo em vista que os polímeros reforçados com fibras empregados como reforço vão ser usados com fins estruturais, é fundamental determinar uma série de propriedades físicas e mecânicas, que são influenciadas pelo tipo de fibra e matriz empregados, pela proporção entre fases, pela orientação das fibras na matriz e pelas técnicas de produção e controle de qualidade adotadas durante o processo de manufatura. Por outro lado, diversos fatores ambientais, tais como temperatura, umidade, presença de água salgada, presença de álcalis, ciclos de gelo-degelo e radiação ultravioleta, podem afetar o desempenho dos polímeros reforçados com fibras. A seguir, aspectos relativos ao custo, à durabilidade e às propriedades físicas e mecânicas das fibras de carbono, vidro e aramida são analisadas de forma comparativa, permitindo a identificação das potencialidades e fraquezas dos sistemas de reforço formados pelos diferentes tipos de fibra.

2.1 Resistência à tração.

O comportamento à tração de polímeros reforçados com apenas um tipo de fibra é caracterizado por uma relação tensão-deformação elástico linear até a ruptura, que ocorre de forma brusca e pode ser catastrófica (ACI 440.2R-08, 2008). A utilização de polímeros reforçados com fibras no reforço à flexão de elementos de concreto armado demanda que estes materiais apresentem adequada resistência à tração. Mesmo que a resistência à tração das fibras de vidro do tipo E seja inferior à das fibras de carbono e aramida, sua utilização ainda pode ser indicada em situações onde a demanda de resistência no reforço seja compatível com suas características.

2.2 Resistência à compressão.

As resistências à compressão axial de polímeros à base de fibra carbono, vidro e aramida equivalem a 78%, 55% e 20% da resistência à tração destes materiais, respectivamente (ISIS, 2003). As fibras de aramida apresentam um comportamento não linear à compressão em níveis de tensão relativamente baixos, o que indica que a resistência à compressão axial de polímeros à base de fibra aramida equivale a apenas 20% de sua resistência à tração. Portanto, se por algum motivo um elemento estrutural reforçado com polímeros reforçados com fibras de aramida for submetido a tensões de compressão seu desempenho será muito inferior ao de um elemento estrutural reforçado com os outros tipos de fibras. Isto desfavorece a fibra aramida, mas a significância deste item é reduzida.

2.2 Rigidez.

Dentre as fibras de alto desempenho mais empregadas nos sistemas com polímeros reforçados com fibras, as de carbono são as que possuem módulos de elasticidade mais elevados, relativamente às fibras de vidro e de aramida, com valores comparáveis ou superiores aos do aço. Grande parte dos elementos estruturais que necessitam reforço exige materiais que apresentem elevada rigidez, que pode ser obtida com a utilização de materiais de elevado módulo de elasticidade como os polímeros de fibra de carbono. Devido ao baixo módulo de elasticidade, os sistemas reforçados com fibras de vidro são indicados somente para reforços de elementos estruturais que aceitem maiores deformações.

2.3 Ductilidade.

Polímeros reforçados com fibras de aramida, aplicados em estruturas de concreto armado, resultam em estruturas que apresentam maior capacidade de rotação plástica antes da ruptura, o que pode ser utilizado como um indicativo de ductilidade. Este desempenho muitas vezes não se manifesta em estruturas reforçadas com PRF de carbono e vidro. Sistemas híbridos compostos por fibras de carbono e vidro são muito utilizados no reforço de elementos estruturais submetidos a ações sísmicas, uma vez que, combinando o baixo módulo de elasticidade das fibras de vidro com o elevado módulo de elasticidade das fibras de carbono, proporcionam ductilidade e aumento na capacidade de carga aos elementos reforçados (S&P Clever Reinforcement Company, 2006).

2.4 Resistência à fadiga.

Segundo (Hearing e Buyukozturk, 2000), compósitos reforçados com fibras rígidas, como as de carbono, exibem excelente resistência à fadiga. Pode-se considerar que os reforços com fibras de carbono favorecem a resistência à fadiga dos elementos reforçados, já que proporcionam uma redução na fissuração e melhoram a distribuição das fissuras ao longo do elemento, antes da ruptura. O baixo desempenho à fadiga das fibras de vidro é atribuído à baixa rigidez destas fibras, que resulta em uma menor transferência de tensões e uma maior exposição da matriz a grandes tensões e deformações. Embora as fibras de aramida possuam rigidez intermediária, entre as fibras de carbono e de vidro, o mesmo não pode ser dito em relação ao seu comportamento à fadiga, já que estas fibras são sensíveis aos danos causados por um processo chamado desfibrilação, que eventualmente pode levar a rupturas por fadiga (ISIS, 2003).

2.5 Fluência ou deformação lenta.

A deformação lenta em estruturas reforçadas com polímeros reforçados com fibras é significativa apenas quando os mesmos são submetidos a elevados níveis de tensão. O fenômeno da

deformação lenta não afeta os polímeros reforçados com fibras de carbono mantidos em níveis de tensão de até 50% da sua resistência última. Níveis máximos de 20% são recomendados para os polímeros reforçados com fibras de vidro que são bastante susceptíveis ao fenômeno da fadiga estática discutido anteriormente. Polímeros reforçados com fibras de aramida apresentam um comportamento intermediário entre os demais.

2.6 Resistência ao impacto.

A resistência ao impacto de um polímero reforçado com fibras tende a ser mais elevada quando este é formado com fibras de aramida, em relação aos formados com fibras carbono e vidro. Entretanto, deve-se observar que a combinação de um reforço fabricado com matriz polimérica termoplástica, sob baixas temperaturas, submetido a cargas de impacto pode resultar em um comportamento frágil, que vai se tornando mais dúctil à medida que a temperatura vai aumentando. A fabricação de polímeros reforçados híbridos, que combinam fibras de aramida com fibras de vidro ou de carbono, tende a fornecer resultados que superam a resistência ao impacto dos compósitos formados somente com a utilização das fibras de carbono e vidro.

2.7 Propriedades elétricas.

Como as fibras de carbono são materiais capazes de conduzir corrente elétrica e as fibras de vidro e aramida são materiais isolantes, a sua utilização pode se adequar aos mais variados tipos de utilização. A aplicabilidade dos três tipos de fibras, quando comparadas em relação às suas propriedades elétricas, dependerá das condições desejadas, em termos de isolamento elétrico, para a estrutura que receberá o reforço.

2.8 Expansão térmica.

Embora os coeficientes de expansão térmica das resinas e dos adesivos também devam ser considerados quando se avalia a aplicação de um polímero reforçado com fibras em estruturas de concreto, os reforços com fibra de vidro parecem ser mais adequados à utilização nestas estruturas, devido à similaridade nos coeficientes de expansão térmica das fibras de vidro e do concreto. Entretanto, segundo o (ACI 440.2R-08, 2008), a aderência dos polímeros reforçados com fibras ao substrato de concreto começa a ser prejudicada quando as variações de temperatura atingem valores superiores a ± 28 °C.

2.9 Resistência à umidade.

A presença de umidade pode ocasionar perdas substanciais nas propriedades físicas dos compósitos, quando seus materiais componentes apresentam elevados índices de retenção de água. As fibras de carbono apresentam baixa retenção de água e por isso podem ser consideradas como as menos afetadas pela presença de umidade. Entretanto, embora fibras de aramida e vidro apresentem elevada retenção de água, sua utilização pode ser indicada em ambientes onde os teores de umidade ou de vapor de água sejam reduzidos.

2.10 Elevadas temperaturas.

Em geral, as fibras formadoras dos compósitos não se degradam, quando submetidas às temperaturas inferiores a 80°C. Entretanto, como as resinas e adesivos utilizados na formação e aplicação dos compósitos do tipo polímero reforçado com fibras não resistem a elevadas temperaturas, a aplicação de temperaturas em torno de 80°C pode causar danos que prejudiquem a ação do compósito.

2.11 Radiação ultravioleta.

Embora as fibras de aramida possuam baixa resistência à ação de radiação ultravioleta, sua utilização em sistemas compósitos de reforço pode ser combinada com sistemas de proteção que servem como camadas de sacrifício, protegendo as fibras de eventuais danos. Já as fibras de carbono e vidro são resistentes à ação de raios ultravioleta. O bom comportamento do sistema de reforço quanto à ação da radiação ultravioleta, todavia, depende primariamente das formulações adesivas que formarão a matriz do compósito.

2.12 Corrosão.

Processos corrosivos, do tipo galvânico, podem ser desencadeados quando fibras de carbono entram em contato direto com o aço, fato que demanda atenção dos projetistas de sistemas de reforço com polímeros reforçados com fibras de carbono. Como as fibras de vidro e aramida são isolantes, seu contato com o aço ou a água não tende a gerar processos corrosivos.

2.13 Resistência aos álcalis.

Fibras de vidro são reconhecidamente intolerantes à presença de álcalis, que podem acelerar os processos de deterioração que afetam estas fibras. O fato das fibras de um polímero reforçado estarem completamente cobertas por resina não impede a ocorrência de degradação nas fibras, uma vez que regiões danificadas na resina podem permitir o contato da fibra de vidro com a água existente nos poros do concreto. As fibras de carbono possuem uma excelente resistência a álcalis, enquanto as fibras de aramida são menos susceptíveis à ação de álcalis.

2.14 Resistência a ciclos gelo-degelo.

Ciclos de gelo e de gelo podem afetar o desempenho das estruturas reforçadas com polímeros reforçados com fibras, estimulando a formação de micro-fissuras e vazios na matriz polimérica. A diferença entre os coeficientes de expansão térmica das fibras e da matriz também pode causar danos quando as diferenças de temperatura são extremamente elevadas. Pode-se admitir, de forma geral, que os polímeros reforçados formados com fibras de carbono, vidro e aramida apresentam bom comportamento quando submetidos a ciclos de gelo-degelo.

2.15 Custo.

As fibras de vidro apresentam um custo bem inferior das fibras de carbono e aramida. Entretanto, deve-se analisar que para se atingir o mesmo nível de um reforço dimensionado com fibra de carbono utilizando-se fibra de vidro, é necessária a utilização de uma quantidade bem maior de fibra de vidro em relação à quantidade de fibra de carbono utilizada. A utilização de uma maior quantidade de fibra, por sua vez, exige a utilização de mais resina ou adesivo e consome mais horas de trabalho, aumentando o custo de utilização do sistema. Portanto, somente a análise da relação custo-benefício referente à utilização de cada sistema de reforço permitirá a escolha da fibra mais adequada para formar o compósito.

3. APLICAÇÃO DO MÉTODO DE ANÁLISE HIERÁRQUICA

3.1 Método da análise hierárquica.

O método de análise hierárquica (Analytic Hierarchic Process, AHP), proposto por Saaty no início dos anos 70, tem por objetivo a escolha de uma determinada alternativa dentre outras de forma que tal seleção esteja fundada em critérios de avaliação. No presente trabalho, as alternativas disponíveis se remetem aos tipos de fibras compostas pelos materiais carbono,

aramida e vidro (Figura 1) que, unidas a uma matriz polimérica, compõem um sistema de reforço estrutural que pode ser aplicado em elementos de concreto armado.

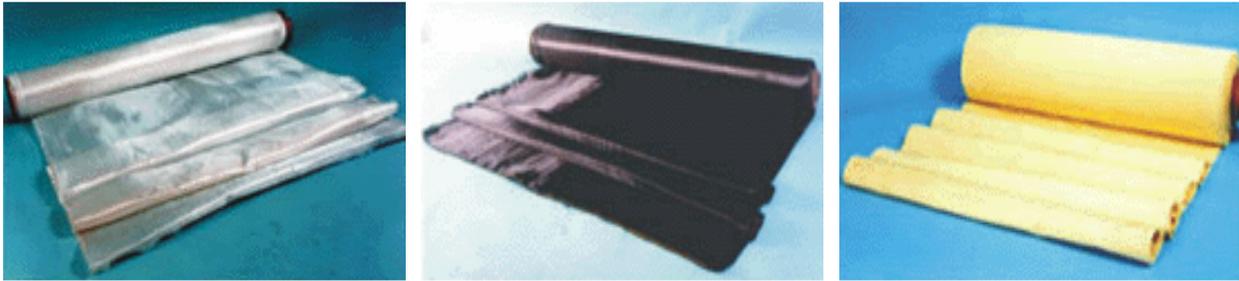


Figura 1. Tecidos de fibra de vidro, carbono e aramida.

O processo de decisão é caracterizado pela avaliação de um conjunto de alternativas. Com o rol disponível e com a priorização dos critérios considerados, a decisão pode ser feita e os resultados podem ser obtidos. Um esquema do processo de decisão pode ser visto na Figura 2.

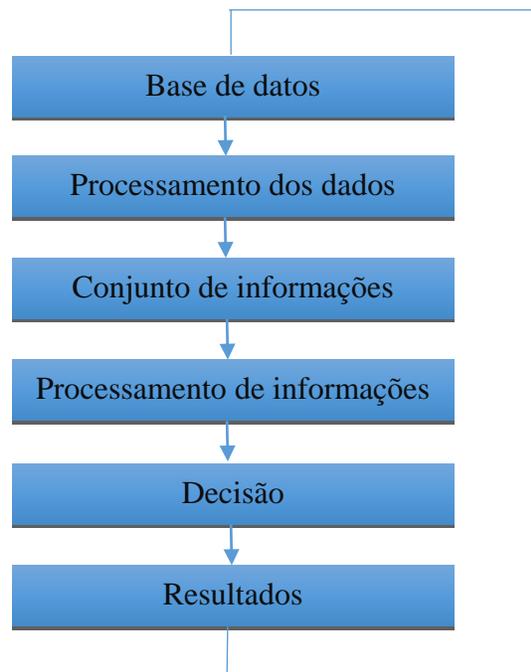


Figura 2. Macrofluxo do processo decisório (Costa, 2002).

Vale destacar que a subjetividade é inerente ao processo de decisão. Em função disso, os dados reais possíveis de serem aplicados no processo de tomada de decisão, como por exemplo, valores de custos e propriedades físicas ou mecânicas dos materiais, tornam científico o método de análise hierárquica.

Existem duas fases bem distintas durante o processo de decisão utilizando o conceito da análise hierárquica: a fase da construção dos níveis e das hierarquias e a fase da avaliação. Na fase de construção, a estrutura hierárquica forma uma árvore invertida, que vai descendo da meta de decisão para os critérios, subcritérios e alternativas, em sucessivos níveis (Saaty, 1990, 1991). Tal configuração pode ser vista na Figura 3.

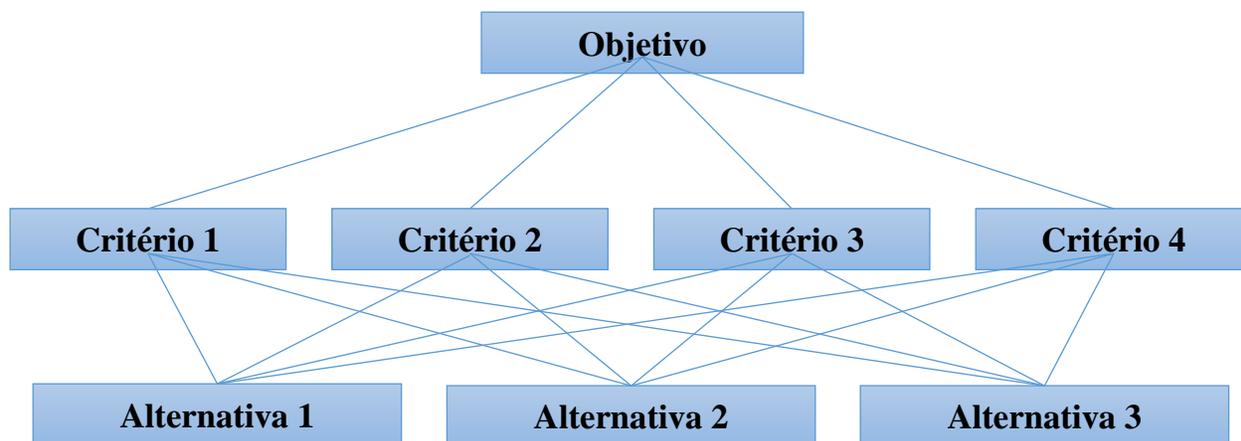


Figura 3. Estrutura hierárquica genérica de problemas de decisão (Saaty, 1990, 1991).

Após a hierarquização do problema, segue-se para a avaliação dos critérios e subcritérios estipulados. Nesta etapa serão dados pesos para cada critério ou subcritério e assim serão feitas análises comparativas entre eles determinando-se a importância relativa de cada um. Os pesos, neste trabalho, foram discriminados segundo a escala de julgamento descrita na Tabela 1 a seguir.

Tabela 1. Escala de importância da análise hierárquica para comparação entre critérios.

Definição	Intensidade	Explicação
Menos importante	1/2	A atividade contribui menos para atingir o objetivo
Igual importância	1	A atividade contribui igualmente para atingir o objetivo
Mais importante	2	A atividade contribui mais para atingir o objetivo

A escala de importância pode variar, sendo que a proposta originalmente por Saaty difere da apresentada acima. Para este trabalho, optou-se por apenas três níveis de importância para tornar mais simples e mais objetiva a análise dos critérios. Cabe ressaltar o princípio da reciprocidade para a avaliação dos mesmos, ou seja, se um critério recebe um peso 2 se comparado com outro, este critério receberá um peso de 1/2 se comparado com aquele.

Para comparação dos subcritérios referentes às propriedades físicas e mecânicas, e durabilidade, utilizou-se outra escala de importância como pode ser vista na Tabela 2, visto que agora as alternativas são comparadas com cada uma das propriedades e itens de durabilidade estipulados.

Tabela 2. Escala de importância da análise hierárquica para avaliação das alternativas.

Definição	Intensidade	Explicação
Inadequado	1	A propriedade ou item de durabilidade não contribui para atingir o objetivo
Suficiente	2	A propriedade ou item de durabilidade contribui pouco para atingir o objetivo
Bom	3	A propriedade ou item de durabilidade contribui para atingir o objetivo
Muito bom	4	A propriedade ou item de durabilidade contribui muito para atingir o objetivo

Através do método de análise hierárquica para auxiliar na tomada de decisão e recolhimento de dados experimentais, determinou-se qual fibra é mais apropriada para ser utilizada em um caso específico de reforço em uma viga de concreto armado.

Os dados de alimentação referentes aos critérios e às opções de fibras da análise hierárquica foram obtidos através dos estudos realizados por (Garcez, 2007). Além disso, os resultados provenientes dos estudos com vigas reforçadas à flexão com a consideração dos três tipos de reforço com compósitos de fibras (carbono, aramida e vidro) realizados por (Garcez et al, 2007) foram utilizados para auxiliar na tomada de decisão.

A Figura 4 apresenta uma configuração do processo da análise hierárquica subdividida em objetivo, critérios e variáveis, além das alternativas. Com base nessa configuração, foram feitas as análises tanto dos critérios (custos, propriedades físicas e mecânicas e durabilidade) como das variáveis pertencentes a cada um. Além disso, cada variável foi analisada com as alternativas propostas (fibra de carbono, vidro e aramida) de modo a se obter a opção mais apropriada para compor o reforço.

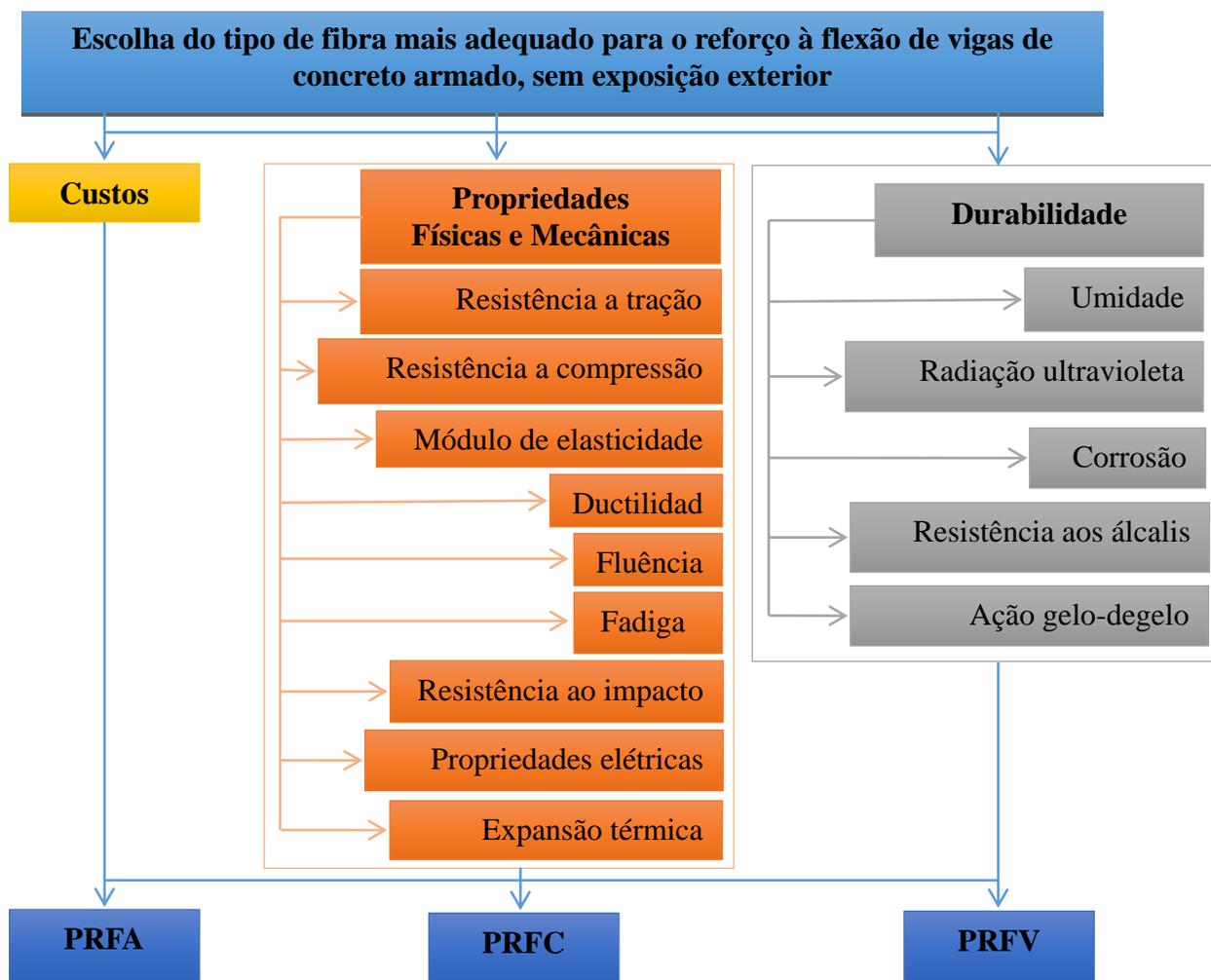


Figura 4. Configuração do processo da análise hierárquica.

3.2 Matriz de decisão.

Como o objetivo principal é se determinar qual o tipo de fibra mais adequado para ser aplicado no reforço estrutural de vigas de concreto armado, levando-se em conta as fibras de carbono, aramida e vidro, a matriz de decisão foi feita de forma a se avaliar os três critérios estabelecidos: custos, propriedades físicas e mecânicas, e durabilidade.

Quando se trata de custos, os valores a serem especificados se referem aos gastos para se obter cada fibra. Já, as propriedades físicas e mecânicas retratam o comportamento do polímero reforçado quanto às tensões e deformações sob certa situação de carregamento. O critério da durabilidade apresenta o comportamento do compósito frente a certas condições ambientais.

Para a determinação da importância relativa de cada critério, estabeleceu-se que os custos seriam menos importantes do que as propriedades mecânicas e a durabilidade. Foi conduzido desta forma para que, apesar dos gastos serem inevitáveis em um reforço estrutural, os mesmos não sejam considerados mais importantes do que a segurança estrutural. Como as propriedades mecânicas e a durabilidade influenciam no desempenho estrutural de um reforço com polímeros reforçados com fibras, tais critérios foram considerados com igual importância.

Tabela 3. Matriz de decisão e importância de cada critério.

Escala de importância		Custos	Propriedades Físicas e Mecânicas	Durabilidade	Total Parcial	Importância Relativa
Menos importante	1/2					
Igual importância	1					
Mais importante	2					
Custos		1	1/2	1/2	2	0,20
Propriedades Físicas e Mecânicas		2	1	1	4	0,40
Durabilidade		2	1	1	4	0,40
Total Geral (TG)					10	1,00

3.3 Cálculo do peso de cada variável.

3.3.1 Variáveis relacionadas ao critério das propriedades físicas e mecânicas. Neste item, cada variável relacionada às propriedades físicas e mecânicas das fibras foi confrontada com a outra de forma a se estabelecer uma priorização para garantir que o objetivo do estudo fosse atingido. Desta forma, valores da escala de comparação foram determinados para cada variável como pode ser visualizado na Tabela 4. Neste ponto, o raciocínio é exatamente o mesmo exposto no item anterior.

Tabela 4. Escalas de importância para variáveis relacionadas às propriedades físicas e mecânicas.

Escala de importância	Resistência à tração	Resistência à compressão	Módulo de elasticidade	Ductilidade	Fluência	Fadiga	Resistência ao impacto	Propriedades elétricas	Expansão térmica	Total da linha (TL)	Total da variável (TV)
Resistência à tração	1	2	1	1	1	2	2	2	2	14	0,15
Resistência à compressão	1/2	1	1/2	1/2	1/2	1/2	1	1	1/2	6	0,06
Módulo de elasticidade	1	2	1	1	1	2	2	2	2	14	0,15
Ductilidade	1	2	1	1	1	2	2	2	2	14	0,15
Fluência	1	2	1	1	1	2	2	2	2	14	0,15
Fadiga	1/2	2	1/2	1/2	1/2	1	2	2	1	10	0,11
Resistência ao impacto	1/2	1	1/2	1/2	1/2	1/2	1	1	1/2	6	0,06
Propriedades elétricas	1/2	1	1/2	1/2	1/2	1/2	1	1	1/2	6	0,06
Expansão térmica	1/2	2	1/2	1/2	1/2	1	2	2	1	10	0,11
Total Geral (TG)										94	1,00

As variáveis relacionadas à resistência à tração, módulo de elasticidade, ductilidade e fluência foram consideradas mais importantes do que as demais em função das necessidades a serem atendidas quando um reforço estrutural é executado. Desta forma, com a priorização destas variáveis, as tensões de tração, deformações excessivas e o comportamento frágil do elemento de concreto armado podem ser considerados de forma coerente.

3.3.2 Variáveis relacionadas ao critério da durabilidade. Neste item, a metodologia é idêntica à utilizada para a definição dos valores de importância relacionados às propriedades físicas e mecânicas. A confrontação das variáveis pode ser visualizada na Tabela 5.

Nesta análise, as variáveis de umidade, corrosão e resistência a álcalis foram determinadas como mais importantes do que as demais em função da maior frequência de acontecimento e da magnitude do dano que pode ser esperado na presença das mesmas ou descuido quanto à devida manutenção. A variável radiação ultravioleta foi considerada menos importante nesta comparação porque geralmente os reforços são aplicados com uma camada de acabamento, que os protege contra este fenômeno. Deste modo, este não é um fator determinante a ser considerado, já que os elementos podem, inclusive, ser protegidos superficialmente com algum outro material resistente a radiação UV, tal como uma pintura de poliuretano. Quanto à ação de gelo-degelo, considera-se que para uma avaliação voltada para o Brasil, que é o caso em questão, este critério deve ter pouca importância devido às condições climáticas aqui encontradas.

Tabela 5. Escalas de importância para variáveis relacionadas à durabilidade.

Escala de importância							
Menos importante	1/2						
Mesma importância	1						
Mais importante	2						
	Umidade	Radiação ultravioleta	Corrosão	Resistência aos álcalis	Ação gelo-degelo	Total da linha (TL)	Total da variável (TV)
Umidade	1	2	1	2	2	8	0,28
Radiação ultravioleta	1/2	1	1/2	1/2	1	3,5	0,12
Corrosão	1	2	1	1/2	2	6,5	0,22
Resistência aos álcalis	1/2	2	2	1	2	7,5	0,26
Ação gelo-degelo	1/2	1	1/2	1/2	1	3,5	0,12
Total Geral (TG)						29	1,00

3.4 Desempenho das alternativas.

Para se estabelecer a avaliação do desempenho de cada alternativa, estas foram analisadas em função de cada variável apresentada de forma que se possa determinar qual fibra é mais apropriada para atender ao requisito de segurança estrutural.

Os dados de módulo de elasticidade e resistência à compressão e à tração foram coletados de (Garcez et al, 2007). Deste modo, os resultados destas variáveis foram avaliados de forma quantitativa. Porém, alguns parâmetros, principalmente os que estão relacionados com a durabilidade, são caracterizados como qualitativos na medida em que são avaliados por observação e não resultam em valores numéricos. Esta é uma das vantagens da aplicação da análise hierárquica neste trabalho, ou seja, a possibilidade de interpretar conjuntamente grandezas quantitativas e qualitativas com uma visão sistêmica.

As Tabelas 6 e 7 mostram o desempenho dos três tipos de fibras com relação às propriedades físicas e mecânicas e à durabilidade.

Tabela 6. Desempenho das alternativas em relação às propriedades físicas e mecânicas.

Escala de importância	Atribuição de valores			Homogeneização dos dados			Peso da variável	Desempenho de cada alternativa		
	PRFC	PRFA	PRFV	PRFC	PRFA	PRFV		PRFC	PRFA	PRFV
Inadequado 1										
Suficiente 2										
Bom 3										
Muito Bom 4										
Resistência à tração (MPa)	3.400	2.800	1.517	1,00	0,82	0,45	0,15	14,89	12,27	6,65
Resistência à compressão (MPa)	2.652	560	834	1,00	0,21	0,31	0,06	6,38	1,35	2,01
Módulo de elasticidade (GPa)	227	124	72,4	1,00	0,55	0,32	0,15	14,89	8,14	4,75
Ductilidade	2	3	2	0,67	1,00	0,67	0,15	9,93	14,89	9,93
Fluência	4	2	1	1,00	0,50	0,25	0,15	14,89	7,45	3,72
Fadiga	4	2	1	1,00	0,50	0,25	0,11	10,64	5,32	2,66
Resistência ao impacto	3	4	3	0,75	1,00	0,75	0,06	4,79	6,38	4,79
Propriedades elétricas	2	4	4	0,50	1,00	1,00	0,06	3,00	6,00	6,00
Expansão térmica	3	3	4	0,75	0,75	1,00	0,11	8,25	8,25	11,00
Índice de desempenho							1,00	87,66	70,05	51,51

Como os valores inseridos para avaliação dos três tipos de fibras são valores quantitativos e qualitativos em função da escala de importância foi procedida a normalização dos dados. Para isso, em cada linha os valores atribuídos são divididos pelo seu maior valor. Por exemplo, no caso da alternativa relacionada com a expansão térmica, na homogeneização dos dados, os valores de 3, 3 e 4 foram divididos pelo maior valor entre eles, ou seja, por 4. Logo, na homogeneização destes dados, os coeficientes resultantes foram 0,75, 0,75 e 1,00, respectivamente.

Para determinar o desempenho de cada alternativa, bastou fazer o somatório da multiplicação do peso de cada variável, obtido na Tabela 5, pelo seu valor normalizado correspondente.

Tabela 7. Desempenho das alternativas em relação ao critério de durabilidade.

Escala de importância	Atribuição de valores			Homogeneização dos dados			Peso da variável	Desempenho de cada alternativa		
	PRFC	PRFA	PRFV	PRFC	PRFA	PRFV		PRFC	PRFA	PRFV
Inadequado 1										
Suficiente 2										
Bom 3										
Muito Bom 4										
Umidade	4	2	1	1,00	0,50	0,25	0,28	27,59	13,79	6,90
Radiação ultravioleta	4	2	4	1,00	0,50	1,00	0,12	12,07	6,03	12,07
Corrosão	2	4	4	0,50	1,00	1,00	0,22	11,21	22,41	22,41
Resistência aos álcalis	4	3	1	1,00	0,75	0,25	0,26	25,86	19,40	6,47
Ação gelo-degelo	4	4	4	1,00	1,00	1,00	0,12	12,07	12,07	12,07
Índice de desempenho							1,00	88,79	73,71	59,91

3.5 Atratividade econômica.

Através dos custos de aquisição unitários das fibras em análise, as fibras de carbono, aramida e vidro podem ser avaliadas segundo o critério de custos e dessa forma pode ser estabelecida uma competitividade econômica entre estes materiais. Cabe ressaltar que quanto maior o custo unitário, a atratividade econômica se torna menor e conseqüentemente a competitividade do material também diminui (Tabela 8).

Os valores de competitividade econômica foram determinados segundo a Equação 1.

$$\text{COMPETITIVIDADE ECONÔMICA} = \frac{\text{ATRATIVIDADE ECONÔMICA DA FIBRA}}{\text{MAIOR VALOR DE ATRATIVIDADE ECONÔMICA}} \times 100 \quad (1)$$

Tabela 8. Competitividade econômica das fibras de carbono, aramida e vidro.

Alternativa	Custos (US\$/m ²)	Atratividade econômica (1/US\$)	Competitividade Econômica
Fibra de Carbono	50,00	0,02	20,00
Fibra de Aramida	24,00	0,04	41,67
Fibra de Vidro	10,00	0,10	100,00

3.6 Avaliação final do desempenho.

Após as etapas de elaboração da matriz de decisão, cálculo do peso de cada variável e avaliação do desempenho de cada alternativa com relação ao custo, propriedades físicas e mecânicas e durabilidade, estabeleceu-se o cálculo da avaliação de desempenho final de cada alternativa (Tabela 9).

Os coeficientes da linha da importância relativa foram determinados na Tabela 3. Na coluna dos custos, tais valores são provenientes da Tabela 8 em que foi feita a análise da atratividade econômica de cada material.

Na coluna do critério das propriedades físicas e mecânicas, os valores foram estabelecidos na Tabela 6, já os valores referentes ao critério da durabilidade foram extraídos da Tabela 7.

Com estes valores, pode-se realizar uma avaliação final das alternativas sendo o valor final de avaliação de desempenho a soma, para cada tipo de fibra, dos valores referentes ao critério multiplicado pela respectiva importância relativa conforme Equação 2.

Tabela 9. Avaliação final das alternativas.

Alternativa → Importância Relativa ↓	Custo	Propriedades Físicas e Mecânicas	Durabilidade	Avaliação Final
	0,20	0,40	0,40	
PRFC	20,00	87,66	88,79	74,58
PRFA	41,67	70,05	73,71	65,84
PRFV	100,00	51,51	59,91	64,57

$$PRF = \text{Custo} \times 0,20 + \text{Propriedades físicas e mecânicas} \times 0,40 + \text{Durabilidade} \times 0,40 \quad (2)$$

$$PRFC = 20,00 \times 0,20 + 87,66 \times 0,40 + 88,79 \times 0,40 = 74,58$$

$$PRFA = 41,67 \times 0,20 + 70,05 \times 0,40 + 73,71 \times 0,40 = 65,84$$

$$PRFV = 100,00 \times 0,20 + 51,51 \times 0,40 + 59,91 \times 0,40 = 64,57$$

Observa-se que o polímero reforçado com fibras de carbono apresentou um desempenho superior ao obtido pelos compósitos constituídos pelas fibras de aramida e vidro em relação ao critério das propriedades físicas e mecânicas. As variáveis de resistência à tração, módulo de elasticidade e fluência, com índices de 14,89 para os três itens, contribuiu para que a fibra de carbono obtivesse melhor desempenho final.

Em relação ao critério da durabilidade, pode-se dizer que as três fibras apresentaram comportamento semelhante com um desempenho um pouco superior novamente da fibra de carbono, seguida pela fibra de vidro e aramida.

No estudo experimental realizado por (Garcez et al, 2007) foram ensaiadas vigas de concreto armado reforçadas à flexão com polímeros reforçados com fibra de carbono (CFB), polímeros reforçados com fibras de aramida (AFB) e polímeros reforçados com fibras de vidro (GFB), conforme descrito na Tabela 10.

Tabela 10. Programa experimental (Garcez et al, 2007).

Viga	Tipo de Fibra	Número de Camadas	Incremento de carga (dimensionamento) %
CB	-	-	-
CFB_01	aramida	01	25
AFB_01	carbono	01	25
CFB_02	carbono	02	45
AFB_02	aramida	02	45
GFB_02	vidro	03	45

Os resultados do programa experimental mostram que para um incremento de carga de 45% é necessária a utilização de mais camadas de compósitos de fibras de vidro, reflexo das suas propriedades mecânicas, principalmente o módulo de elasticidade, consideravelmente inferior aos das fibras de aramida e carbono, como evidenciado na Tabela 6.

Os resultados de (Garcez et al, 2007) em relação ao incremento de carga e o respectivo deslocamento, medido na porção central da viga, são apresentados na Figura 5, onde é possível confirmar com dados experimentais o resultado obtido através do método da análise hierárquica, principalmente no que se refere às propriedades físicas e mecânicas.

Neste estudo, foi utilizado para a avaliação o custo unitário dos materiais e não o custo global. Devido à necessidade de mais camadas de fibras de vidro do que de fibras de carbono e aramida, para um mesmo nível de reforço, o custo pode aumentar e, no final da avaliação, até mesmo superar os de um reforço com fibra de carbono.

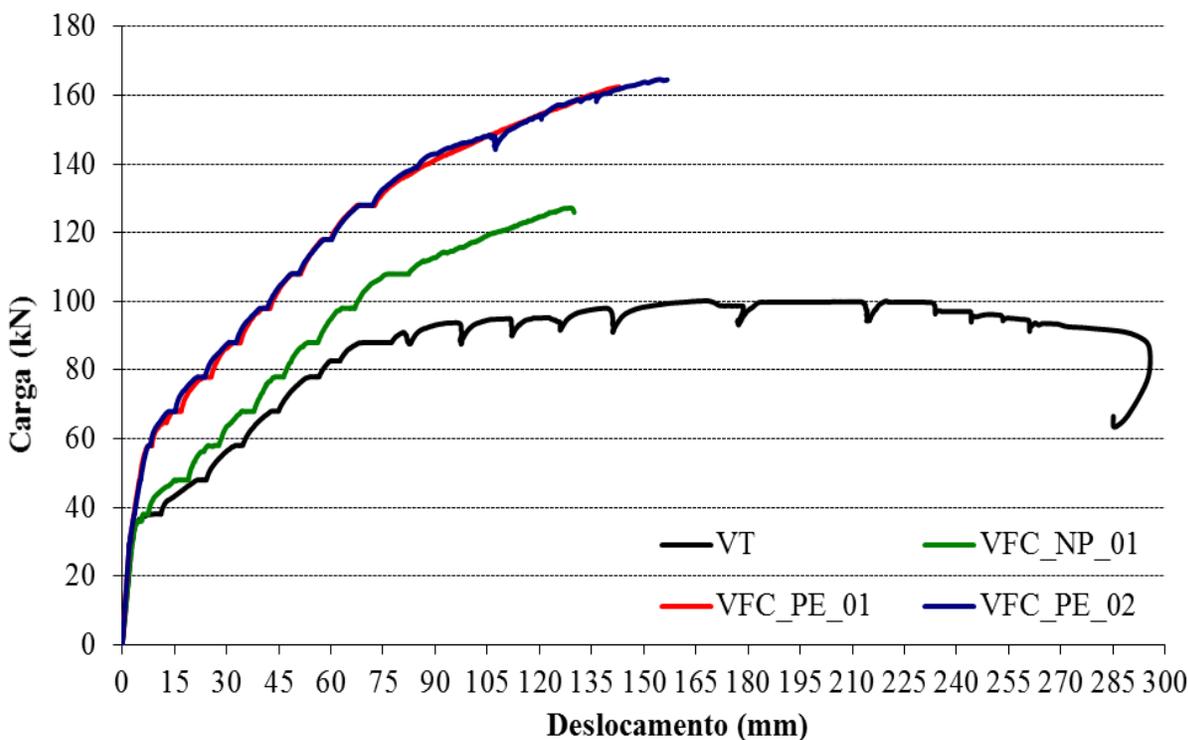


Figura 5. Cargas e deslocamentos obtidos para os protótipos ensaiados (Garcez et al, 2007).

4. CONCLUSÕES

A fibra de carbono foi a mais indicada para ser utilizada no reforço à flexão de vigas de concreto armado considerando as características de projeto e especificidades propostas neste estudo, apesar do alto investimento inicial necessário.

Apesar do polímero reforçado com fibras de carbono apresentar excelentes propriedades, uma análise global e profunda de todas as variáveis envolvidas em cada projeto de reforço estrutural deve ser feita de modo a escolher o material mais adequado conforme as condições de exposição e carregamento, que são particulares a cada projeto de reforço. A análise dos custos, condições de exposição e níveis de reforço devem ser avaliados de modo a ser feito um reforço que seja viável técnica e economicamente, e que apresente adequada durabilidade.

A aplicação da técnica de interpretação de resultados denominada análise hierárquica se mostrou muito útil para a tomada de decisão, podendo ser considerada adequada para estudos que exijam uma tomada de decisão entre diferentes sistemas de reforço com polímeros reforçados com fibras.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

American Concrete Institute (2002), *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures: ACI 440.2R-02*.

American Concrete Institute (2008), *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures: ACI 440.2R-08*.

Costa, H. G. (2002), *Introdução ao método de análise hierárquica* (Niterói, Brasil).

Garcez, M. R., Meneghetti, L. C., Silva Filho, L. C. P. (2007), “*Verificação da possibilidade de variação das fibras formadoras do compósito nos sistemas PRF aplicados no reforço à flexão de vigas de concreto armado*”, *Ciência & Engenharia* 16: pp. 107-114.

Garcez, M. R. (2007), “*Alternativas para melhoria no desempenho de estruturas de concreto armado reforçadas pela colagem de polímeros reforçados com fibras*”, Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Hearing, B., Buyukosturk, O. (2000), “*Delamination in Reinforced Concrete Retrofitted with Fiber Reinforced Plastics*”, Massachusetts Institute of Technology.

Intelligent Sensing for Innovative Structures - ISIS (2003), *Educational Modulus about FRP*, Winnipeg.

Meier, U. (2005), “*Design and rehabilitation of concrete structures using advanced composite materials*”. Proc., Pré-Congresso Latino-Americano de Patologia da Construção, Porto Alegre, 2005, CD-ROM.

Saaty, T. L. (1990), “*How to make a decision: The Analytic Hierarchy Process*”, *European Journal of Operational Research* 48: pp. 9-26.

Saaty, T. L. (1991), *Método de Análise Hierárquica* (São Paulo, Brasil).

S&P Clever Reinforcement Company (2006), *Design Guide Line for S&P FRF Systems*, Brunnen.



Diagnóstico patológico y propuesta de intervención de los cimientos y de los muros de contención de derrames de dos tanques de almacenamiento de ácido sulfúrico para usos industriales

M.Y. Dikdan¹, R. M. de Corrales¹, D. Avon¹

¹ Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado, Decanato de Ingeniería Civil, Barquisimeto, Venezuela.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v3i3.53>

Artículo recibido el 20 de Julio de 2013, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 13 de Septiembre de 2013. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el segundo número del año 2014 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del primer número del año 2014.

RESUMEN

En los muros y la losa de piso de una piscina de contención de derrames de tanques metálicos de ácido sulfúrico se evidenciaron sintomatologías de fallas. Se observó desagregación en las bases de los tanques y en la losa de piso. En la parte inferior de los muros se evidenció pérdida de conexión con la losa de piso. Mediante la extracción de núcleos al concreto se determinó: carbonatación, porosidad, penetración de sulfatos y resistencia a compresión. Al acero se le midió: espesor de recubrimiento, diámetro, potenciales y velocidad de corrosión. Se determinó la capacidad remanente del muro mediante cálculo estructural. Como conclusión la estructura se apreció muy afectada. Se recomienda el diseño especial de concreto con revestimiento antiácido y dos acciones, una inmediata mediante la construcción de tacos que garanticen apoyo y estabilidad a los tanques, y otra definitiva, reubicación del sistema de los tanques y la piscina.

Palabras clave: tanques; ácido sulfúrico; desagregación; corrosión; muros.

ABSTRACT

In an industrial facility, several failure symptoms were found on walls, floor slab, and foundations of concrete tanks designed to contain eventual spilling from two metallic containers of sulfur acid (one at 11% concentration, and the other at 98%). Loss of connection between lateral walls and floor slab was observed. Interior wall areas and foundations of tanks were covered with epoxy material which was mostly peeled off. By extraction of concrete nucleus samples, the following parameters were determined: carbonation, porosity, sulfate penetration, and compressive strength. Reinforcing bars were tested for: concrete cover thickness, diameter, potential measurements (Cu/SO₄Cu), and corrosion rate. Remaining structural capacity of concrete walls was calculated, concluding that the structure is severely affected by sulfur acid. Two actions are suggested: a provisional one by constructing big reinforced concrete cubes around the tank to make it stable; the other, a final solution, replacing the sulfur acid containers and the concrete tank for possible sulfur infiltration to the ground underneath them.

Key words: tanks; sulfur acid; disaggregation; corrosion; walls.

Autor de contacto: Maria Ysabel Dikdan (mydikdan@ucla.edu.ve)

© 2013 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 3, No. 3, Septiembre - Diciembre 2013, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Av. Zamná No. 295 entre 61 y 63 Fraccionamiento Yucalpetén, Mérida, Yucatán, México, C.P. 97248, Tel. 5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Página Web: www.alconpat.org
Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges.
Reserva de derechos al uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Av. Zamná No. 295 entre 61 y 63 Fraccionamiento Yucalpetén, Mérida Yucatán, México, C.P. 97248, fecha de publicación: 30 de septiembre de 2013.

Las opiniones expresadas por los autores no necesariamente reflejan la postura del editor. Queda totalmente prohibida la reproducción total o parcial de los contenidos e imágenes de la publicación sin previa autorización de la ALCONPAT Internacional A.C.

1. INTRODUCCIÓN

La instalación industrial objeto de estudio tiene un área de tratamiento con ácidos, la cual cuenta con dos tanques metálicos de ácido sulfúrico diluido al 11% y al 98% respectivamente, ubicados en una piscina de concreto armado para contención de derrames. Los muros, la losa de piso y las bases de apoyo de los dos tanques evidenciaron patologías de fallas, que indujeron a una evaluación y propuesta de intervención.

Al momento del estudio, la estructura tenía 15 años de uso. Los muros de contención de la piscina contenedora han sido intervenidos en años anteriores, se desconoce fecha exacta pero se estima que fue hace aproximadamente 6 años, esa intervención contempló el aumento del alto de los muros de 65,3 cm a 157 cm, además del revestimiento interior con un Epoxi (se desconocen datos del mismo), no se cuenta con información técnica acerca del armado e interconexión entre el muro existente y el nuevo colocado para aumentar el alto, ni características de diseño del concreto colocado.

A pesar del mantenimiento correctivo mencionado, se comenzaron a evidenciar patologías de fallas que requirieron la realización de un estudio de diagnóstico y el proyecto de intervención, del cual se derivó este trabajo, a fin de evitar condición de vulnerabilidad para los trabajadores de la planta.

Cabe destacar que el concreto armado, por su característica alcalina, es un material muy inestable frente al ataque por ácidos, en especial al ácido sulfúrico y no resiste su exposición a altas concentraciones (98%), por lo tanto para construir un concreto durable en estos ambientes siempre se debe considerar unas condiciones específicas de diseño de mezcla, entre otras de baja relación agua/ cemento y un revestimiento externo que lo proteja, (ejemplo de epoxi o de poliuretano). Hay dos reacciones importantes entre los componentes del concreto y el ácido sulfúrico, que se deben mencionar con prioridad en razón de los daños que provocan:

En primer lugar, el ácido sulfúrico ataca los componentes hidratados comenzando por la cal, produciendo iones de calcio solubles que se arrastran por deslavado y se evidencia un aumento de porosidad en el material, generando así el proceso de deterioro que se pone de manifiesto por una destrucción desde la superficie hacia el interior. La destrucción es tanto más rápida cuanto más alta es la relación agua – cemento del concreto. La pasta de cemento así como la mayor parte de los agregados son atacados por los ácidos.

El segundo ataque proviene de los sulfatos del ácido, se basa en la formación de etringita: $(3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 3CaSO_4 \cdot 32H_2O)$, luego de la reacción del aluminato tricálcico del cemento $(3CaO \cdot Al_2O_3)$ con el agua cargada de iones sulfato (SO_4^-) . Los daños se manifiestan por un hinchamiento y una destrucción lenta de la superficie del concreto o bien, si la reacción se produce en profundidad, por una verdadera ruptura del concreto.

Para el caso en estudio, una vez realizada la inspección preliminar, se confirmó plenamente como agente agresor al ácido sulfúrico. Por lo tanto, se investigaron algunos datos generales y específicos de la estructura para cumplir con los requerimientos de la empresa contratante, esto es el diagnóstico patológico y la propuesta de intervención.

2. DESARROLLO

2.1 Diagnostico Patológico.

Se desarrolló en dos etapas: una primera denominada Inspección Preliminar, que consistió en una visita de reconocimiento a fin de realizar la planificación del trabajo. Una segunda etapa, denominada Inspección Detallada, en donde, con base a la información recopilada, se hizo un registro fotográfico y de daños de todos los elementos que componen la estructura. Se seleccionaron el lugar, número de ensayos y mediciones necesarias para la caracterización de las fallas y los materiales componentes de la estructura, siguiendo los esquemas programados en la primera etapa, según se especifica en el Manual de DURAR (1998). Con este diagnóstico se hizo un levantamiento de los daños, (Figura 1). Identificándose las condiciones de los elementos estructurales y con base a ello se determinó la propuesta de intervención con fines de rehabilitación.

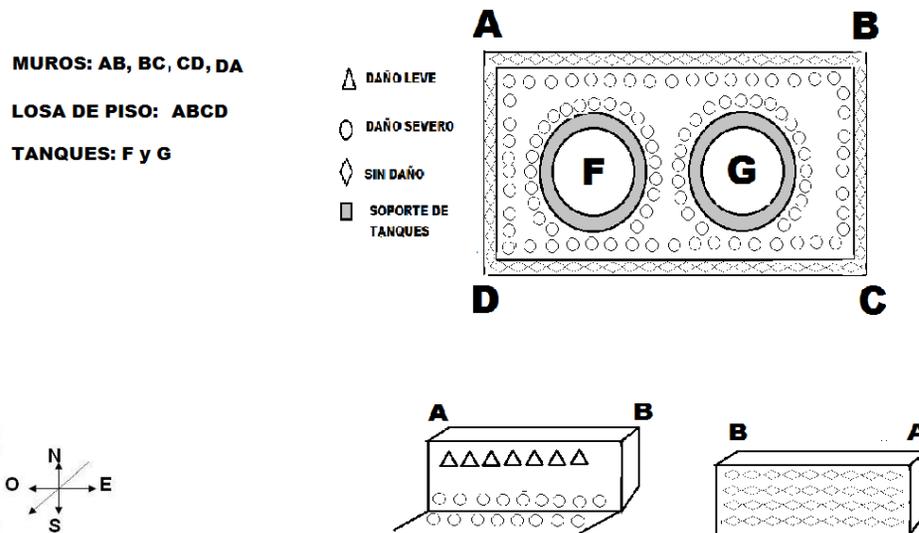


Figura 1. Levantamiento de daños de la estructura: Muros, Losa de piso y base de tanques.

En la parte inferior interna de los muros de contención AB, BC, CD, DA y en las bases de los tanques se detectó la presencia de irregularidades y desagregaciones que dejan al descubierto la armadura, de lo cual se puede inferir la condición de vulnerabilidad del concreto, lo que facilitó el deterioro prematuro del material como consecuencia del desprendimiento del revestimiento epóxico. La pérdida de material cementante en el concreto de la base de los 2 tanques de ácido sulfúrico, de la losa de piso ABCD y de la parte inferior interna de los muros, evidencia el deterioro acelerado de concreto, se ha perdido cohesión de los agregados. La parte externa de los muros, no evidenció daños, salvo en la unión entre la losa de piso y el muro donde existía sangrado.

Se hicieron ensayos destructivos y no destructivos. Mediante la extracción de núcleos al concreto se determinó: carbonatación, porosidad, penetración de sulfatos y resistencia a compresión. Para la extracción de los núcleos, se consideró una separación del acero en los muros de 20 cm, por lo tanto se extrajeron 3 núcleos de 4 pulgadas de diámetro, en la parte superior, media e inferior de los muros AB, DC ya que todos los muros son del mismo tipo de concreto.

Al acero se le realizaron ensayos de: localización y profundidad de la armadura, para la realización del ensayo se utilizó el Pachometro Marca JAMES INSTRUMENTS INC, MODELO

C-4974. Caracterización visual (espesor de recubrimiento, diámetro). Medición de potenciales(Cu/SO₄Cu) mediante la utilización de electrodos de referencia y voltímetros de alta impedancia y velocidad de corrosión, mediante la utilización de Corrosímetro digital, para medir la resistencia a la polarización (equipo: Gecor 8). Finalmente, se determinó la capacidad remanente del muro mediante cálculo estructural.

3. RESULTADOS DEL DIAGNOSTICO

3.1. Análisis químico y correlación con ensayos físico mecánicos.

En la inspección visual se observó desagregación y pérdida de material cementante en el concreto base de los dos tanques de ácido sulfúrico, y en la losa de piso de la piscina contenedora de derrames, esta condición imposibilitó la extracción de núcleos en la base de los tanques y losa, y hace suponer la penetración del ácido sulfúrico hacia el terreno soporte (Figura 2).

En los muros laterales, (Figura 3), se observó el concreto sin desagregación y compacto en la parte superior, sin embargo en la parte inferior, en la unión losa de piso/muro, manifiesta pérdida de conexión con la losa de piso y en esa zona lagrimeo por la cara exterior del muro. El aspecto compacto del concreto en la parte superior de los muros que conforman la piscina contenedora de derrames permitió que se extrajeran tres núcleos. Tanto del concreto desagregado de la losa de piso de los tanques como de los tres núcleos extraídos en el muro, se tomaron muestras para determinar el contenido de sulfatos, los resultados se sintetizan en la Tabla 1.

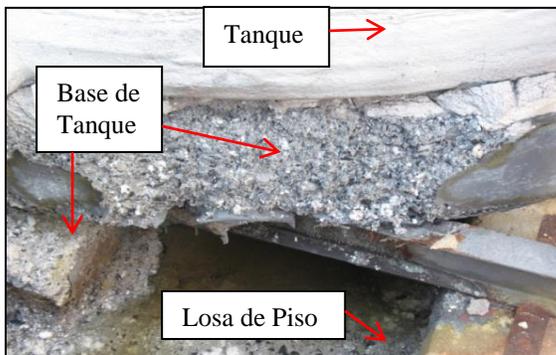


Figura 2. Concreto base de los tanques

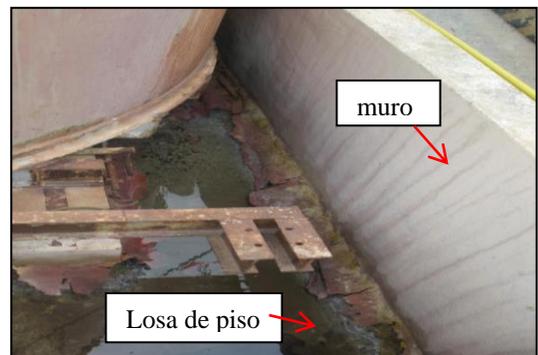


Figura 3. Muros y losa de piso de piscina

Tabla 1. Resultados de los ensayos químicos, físicos y electroquímicos

Muestra	Contenido de SO ₄ %	Resistencia kgf/cm ²	Porosidad Real %	Velocidad de Corrosión (μA/cm ²) promedio	Potencial Eléctrico (MV) promedio
Losa de Piso	10,63	**	**	**	**
Núcleo 1	0,81	156	21,01	0,176	-271,4
Núcleo 2	0,78	D	18,57	0,045	-205,5
Núcleo 2'	0,49	**	**	**	**
Núcleo 3	0,88	217	16,21	**	-65
Promedio 1-3	0,82	187	18,60		

** No Aplica D= descartado por poseer acero de refuerzo transversal

Analizando esos resultados se puede observar el alto porcentaje de sulfatos reportado en la losa de piso de los tanques: 10,63% (siendo el máximo contenido aceptado 0,46% para un concreto de densidad $2,3 \text{ g/cm}^3$ con $350 \text{ kg de cemento/m}^3$ y 3% de yeso, Feliu y Andrade, (1989). De igual manera, se observa la penetración del ácido en los núcleos del muro (muestras 1, 2 y 3) en donde el porcentaje promedio de sulfatos es de 0,82%, contenido que casi duplica el máximo valor aceptado 0,46%. Es bueno destacar que por la ubicación de los núcleos extraídos (Parte superior del muro), esta zona nunca fue mojada por el ácido drenado de los tanques, por tanto los sulfatos reportados provienen de la atmósfera que rodea ese microclima. Las muestras 1, 2 y 3 fueron tomadas de la parte de los cilindros que corresponden al lado exterior del muro, la muestra 2' corresponde al cilindro 2 pero de la parte interior del Muro, (Figuras 4 y 5).

Los resultados químicos analizados también se corresponden con la resistencia mecánica $R_{cc\text{media}}=187 \text{ kgf/cm}^2$ y con la porosidad real promedio reportada en la Tabla 1 de 18,60%, lo cual se encuentra 8.6% por encima de la porosidad máxima recomendada para un concreto bueno y 3.6% por encima de un concreto durable.



Figura 4. Zona de extracción de la muestra 2' (Interior)



Figura 5. Zona de extracción de la muestra 2 (Exterior)

Al realizar la prueba de Carbonatación para conocer el cambio del pH del concreto y la profundidad de neutralización del mismo y correlacionar con el ingreso del ácido, se pudo observar que los muros están carbonatados en 1.5 cm en la parte exterior, sin embargo la parte superior interna no arrojó carbonatación y por ende pérdida de alcalinidad. Este resultado indica que el recubrimiento interior del muro, (epóxico), protegió del ataque del ácido y por ende de la pérdida de alcalinidad y que el ingreso del ácido se ha producido desde la parte externa del muro, como lo demuestra el valor de la muestra 2 cuyo porcentaje de sulfato es de 0,7764 % (cara externa del Núcleo) en contraposición con el valor de la muestra 2' cuyo porcentaje de sulfato es de 0,4975 % (cara interna del Núcleo).

Con respecto a la velocidad de corrosión y el potencial eléctrico en los muros, resumidos en la Tabla 1, se tiene como promedio de nueve puntos medidos para cada muestra, que de acuerdo a los resultados evaluados en las muestras 1, 2 y 3, la corrosión en el acero aún no está activada. En las muestras 1 y 2 la velocidad está por debajo de $0,1 \mu\text{A/cm}^2$, que de acuerdo al Manual DURAR (1998), indica corrosión despreciable. Tan solo el punto 1 de potencial da resultados de incertidumbre -274 mV, que indica una corrosión en el acero de 50%, pero este valor no se corresponde con el de velocidad. Sin embargo hay que recordar que el ataque de ácidos y de

sulfatos, como es este ambiente específico, produce una acción directa a la matriz de concreto, como se observó en la inspección visual de las bases de los tanques y en la losa de piso.

3.2. Condición del acero de refuerzo.

Se pudo determinar que el diámetro del acero de refuerzo de la parte superior del muro es de $\varnothing 5/8''$ y el espesor de recubrimiento del acero es de 2.5 cm. La condición del acero de refuerzo de la losa de piso, base de los tanques y el ubicado en la parte inferior de los muro, evidencia corrosión y rotura al perder la sección por efecto del ácido al que ha estado expuesto durante meses, (Figura 6 y Figura 7). La condición del acero de refuerzo en la parte superior del muro esta conservado.



Figura 6. Acero de refuerzo expuesto en bases de tanques de Ácido Sulfúrico



Figura 7. Pérdida de sección y rotura del acero de refuerzo en base de los muros de contención

3.3. Verificación de la Resistencia Estructural Remanente de los muros de la piscina contenedora.

Con base a las condiciones críticas de desconexión de los aceros de la cara interior del muro, se determina la capacidad remanente considerando que el acero de la otra cara del muro actúa a tracción, mientras que en el extremo externo se concentra la compresión en el concreto. Dado que el recubrimiento es de 2,5cm, y el acero de refuerzo es de $5/8''$, resulta una altura útil disponible de 3,3 cm. Parece obvio que se trata de una sección sobrerreforzada por lo que se espera que la falla ocurra por aplastamiento del concreto antes de que ocurra la fluencia en el acero, ergo, se realiza un análisis de compatibilidad de deformaciones considerando un $\epsilon_c=0.003$ como se

observa en la Figura 8 y un análisis de equilibrio de fuerzas en la sección considerando los siguientes parámetros:

$$f_c = 187 \text{ kgf/cm}^2 \quad (1)$$

$$A_s = 9.9 \text{ cm}^2 \text{ (se considera } \phi = 5/8'' \text{ c}/20 \text{ cm)} \quad (2)$$

$$b = 100 \text{ cm} \text{ (anchura unitaria del muro)} \quad (3)$$

$$E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (Módulo elástico del acero)}. \quad (4)$$

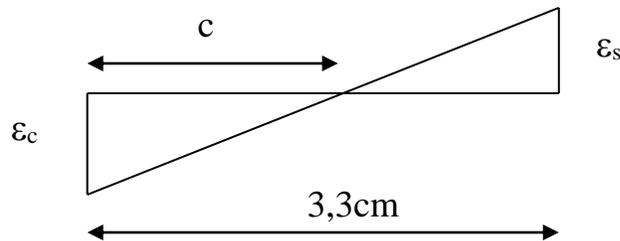


Figura 8. Diagrama de deformaciones de la sección.

Del sistema de ecuaciones consiguiente se obtuvieron los siguientes resultados:

$$c = 2.36 \text{ cm}, \quad f_s = 3220 \text{ kgf/cm}^2 \text{ y } M_R = 675 \text{ kgfcm}$$

El momento actuante debido a la presión hidrostática del ácido sulfúrico, considerando un peso específico medio $\gamma_{ac} = 1840 \text{ kgf/m}^3$ es el siguiente:

$$M_{act} = \frac{1}{2} \times 1840 \times h^2, \text{ en la que } h \text{ es la altura del líquido.}$$

Al igualar el momento actuante con el resistente, podemos determinar la altura máxima del líquido antes de que ocurra un colapso, resultando dicho valor en $h = 0,85 \text{ cm}$.

En las condiciones actuales, bajo el escenario de la ocurrencia de un derrame del tanque R3305 cuyas características son: $\varnothing = 4.3 \text{ m}$, $h = 5.1 \text{ m}$, $h_{llenado} = 4.7 \text{ m}$ y capacidad: 140 Ton, (aproximadamente 75.640 litros), la altura del líquido necesitaría llegar a una altura de 1,30m, lo cual excede el máximo valor tolerable, ergo, ocurriría el colapso de los muros y el consecuente derrame del ácido sulfúrico hacia las áreas circunvecinas. Cabe recordar que el ácido sulfúrico concentrado puede atacar las paredes de fibra de vidrio de los otros tanques, lo cual agravaría la situación. Es necesario aclarar que se estimó el valor del empuje del ácido considerando un derrame lento (condiciones cuasiestáticas) por lo que de ocurrir un derrame súbito, las condiciones podrían ser más desfavorables.

3.3.1. Condiciones estructurales de las bases de los tanques. Como se pudo observar en sitio, las condiciones de la losa de fundación de los tanques que se encuentra a la vista, presenta un grave deterioro, siendo prácticamente imposible observar su estado bajo los muretes-pedestales. Bajo este escenario, se presenta un análisis de cota superior de presión sobre la fundación bajo condiciones estáticas suponiendo que sólo apoyan sobre el suelo los muretes/pedestal.

Para el tanque de ácido concentrado se tienen los siguientes datos:

- Peso propio del tanque de acero al carbono: $W_{tan} = 38000\text{kgf}$ (estimado con base a un espesor de 1" en las láminas de acero que forman las paredes, piso y techo del mismo)
- Peso del ácido sulfúrico: $W_{acido} = 140000\text{kgf}$
- Área de los muretes-pedestales: $A_{ped} = 3 \times 1.4834\text{m}^2 = 4.75\text{m}^2$
- Peso de los muretes-pedestales: $W_{ped} = 4.75 \times 0.6 \times 2400\text{kgf} = 6840\text{kgf}$
- Peso total del sistema: $W_{tot} = 38000 + 140000 + 6840 = 184840\text{kgf}$
- Presión de contacto: $q_s = \frac{184840\text{kgf}}{4.75\text{m}^2} = 38913\text{kgf}/\text{m}^2 = 3.89\text{kgf}/\text{cm}^2$

Se desconoce las características de fundación, pero de ser cierta la hipótesis planteada, el suelo podría estar trabajando con un factor de seguridad muy bajo ante cargas estáticas.

Por otra parte, cabe recordar que la ciudad en donde se ubican los tanques (Barquisimeto), se encuentra en la zona sísmica 5, con peligro sísmico elevado y una aceleración máxima del terreno de $0.3g$, según la Norma Venezolana COVENIN 1756-2001 "Edificaciones Sismorresistentes". Se pueden esperar cortes basales del orden de los 55000kgf , produciendo momentos volcantes del orden de $168000\text{kgf}\cdot\text{m}$. La excentricidad producida sería de $0,91\text{m}$. El factor de seguridad al volcamiento es de aproximadamente $FS_{volc} = 1.65$, el cual resulta satisfactorio, sin embargo, las presiones de contacto pueden llegar a $7.66\text{kgf}/\text{cm}^2$, lo cual resultaría excesivo, produciéndose un hundimiento parcial del tanque por sobrecarga.

Para los tanques de ácido diluido se tienen los siguientes datos:

- Peso propio del tanque de fibra de vidrio: $W_{tan} = 5000\text{kgf}$ (estimado con base a un espesor de 5cm de fibra y resina con un peso específico de 1.6 ton/m³).
- Peso del ácido sulfúrico: $W_{acido} = 40000\text{kgf}$
- Área de los muretes-pedestales: $A_{ped} = 3 \times 1.1814\text{m}^2 = 3.54\text{m}^2$
- Peso de los muretes-pedestales: $W_{ped} = 3.54 \times 0.6 \times 2400\text{kgf} = 5098\text{kgf}$
- Peso total del sistema: $W_{tot} = 5000 + 40000 + 5098 = 50098\text{kgf}$
- Presión de contacto: $q_s = \frac{5098\text{kgf}}{3.54\text{m}^2} = 1440\text{kgf}/\text{m}^2 = 0.15\text{kgf}/\text{cm}^2$

Las presiones de contacto en los tanques de fibra de vidrio son considerablemente bajas, por lo que su grado de peligrosidad actual es mucho menor que la que presenta el tanque de ácido concentrado.

En cualquier caso, las bases de los tanques presentan un deterioro progresivo que de un corto a mediano plazo, pueden presentar fallas graves que pongan en peligro las instalaciones y por ende la paralización de la producción en la fábrica.

4. PROPUESTA DE INTERVENCIÓN

Debido a la precaria condición del concreto armado de la losa de piso, bases de los tanques de ácido sulfúrico y área inferior de los muros de la piscina contenedora de derrames, para una zona sísmica, se presentan las recomendaciones de diseño y protección de un concreto expuesto a ácido sulfúrico y se propone la atención al caso mediante dos acciones a emprender, una de carácter provisional y otra definitiva.

4.1. Recomendaciones generales de protección del concreto al ataque del ácido sulfúrico.

Como se mencionó en el diagnóstico, todo concreto expuesto a la acción de ácidos es susceptible a la degradación. La presencia de condiciones de acidez en el caso del ácido sulfúrico requiere que se tomen medidas de seguridad adicionales, tales como la provisión de membranas y barreras protectoras. Por esa razón, se presentan las especificaciones de diseño de la mezcla de concreto y los posibles revestimientos a utilizar, tomados de los trabajos presentados por Pinto y colaboradores (2008) y Eurocode (2000).

Con respecto al concreto:

Debe ser duro y compacto, de forma simple y de superficie lisa, cerrada y sin fisuras. De este modo se puede reducir la superficie sometida al ataque. Es recomendable el uso de un concreto con baja permeabilidad y utilizar áridos calizos para neutralizar el ácido. El recubrimiento del concreto sobre la armadura debe tener el mayor espesor posible, siendo deseable aumentar el recubrimiento de concreto como concreto de sacrificio. Las especificaciones recomendadas se resumen en:

El cemento debe ser resistente a los sulfatos (dosis de ≥ 300 kg/m³). El árido empleado será como mínimo de un 80% calizo. El contenido de sulfatos de los áridos, expresado en SO₃, se limita al cuatro por mil del peso total del árido. La relación agua/cemento será como máximo de 0,45. Se podrá añadir aditivos que mejoren la trabajabilidad del concreto con el objeto de reducir la relación agua/cemento. La resistencia a compresión del concreto debe ser como mínimo de 40 MPa. Aunque no está recogido en la Norma UNE 127.010, actualmente se está extendiendo el uso de aditivos poliméricos que, incorporados al hormigón, mejoran su comportamiento ante el ataque de ácidos.

Con respecto a los revestimientos se recomiendan

Impregnaciones o Revestimientos, tales como: Polivinilo, Polietileno polisulfónico, Caucho al cloro, ó el uso de Morteros ligantes de: Azufre, Silicatos, Resina Fenólica, Resina Furánica.

Como revestimientos minerales y resinas orgánicas, se distinguen dos sistemas: los orgánicos y los inorgánicos. Los primeros están constituidos principalmente por resinas epóxicas, poliuretano, furánicas, fenólicas o de poliéster. Los inorgánicos son a base de cemento.

Los sistemas de impregnaciones, hacen al concreto menos permeable debido a reacciones en las cuales se forman cristales en los poros y capilares del concreto. Hay diversos sistemas disponibles: los mono componentes que se aplican como pintura sobre el concreto en no más que dos capas. Su resistencia química está en una tasa de pH entre 3 y 11, pero no poseen resistencia a la abrasión. El segundo sistema de este tipo, se adiciona al concreto durante su mezcla, lo cual resulta adecuado para concretos nuevos.

Revestimientos de alta resistencia química a base de cemento muy gruesos (> 5 mm). Usan cementos exentos de C3A. Pueden ser aplicados manualmente o lanzados y tienen gran resistencia química (pH 3 a 14).

Revestimientos minerales de alta resistencia química exentos de cemento. El sistema de revestimiento de alta resistencia química tiene como base un silicato Polimérico. Consiste de gel de silicatos amorfos (SiO₂.nH₂O) dentro de la matriz endurecida de esta sustancia mineral pura, cuya adherencia, durabilidad y estabilidad dimensional lo hacen ideal para la protección de superficies de concreto y acero en industrias químicas. Los revestimientos minerales a base de silicatos poliméricos están abiertos a la difusión de vapores de agua y son resistentes a los ácidos orgánicos e inorgánicos con pH próximos a CERO (excepto al ácido fluorhídrico) y resisten a temperaturas de hasta 580 °C.

Finalmente, otra alternativa para proteger el concreto son los revestimientos cerámicos, que consiste en la colocación de un revestimiento a base de cerámica de gres antiácida,

4.2. Solución Provisional.

Esta consiste en la construcción a la brevedad posible de unos elementos de concreto armado colocados debajo de los tanques de ácido, conformando unos macro tacos de concreto que garanticen apoyo y estabilidad a los mismos. Esta solución implica la eliminación del concreto desagregado y suelto de la losa de piso, bases de los tanques y muro de la piscina contenedora de derrames. Los macro tacos de concreto deben vaciarse hasta la misma altura de las bases existentes de los tanques utilizando un concreto autonivelante con $R_{cc28} = 400 \text{ kg/cm}^2$ garantizando espesor de recubrimiento del acero de refuerzo por todas sus caras de 7 cm. Adicionar al concreto un sistema de cristalización o impregnación que hace al concreto menos permeable debido a reacciones mediante las cuales ocurre la formación de cristales en los poros y capilares del concreto. (Existen productos comerciales que responden a esas características). Paralelamente se debe incrementar la altura de las paredes de los Muros debido a la disminución del volumen útil por la presencia de los tacos de concreto. Para evitar la retracción en el concreto se pueden agregar fibras de polipropileno. Posteriormente nivelar la losa de piso hacia un punto de descarga o tanquilla de achique para evitar empozamiento del agua de lluvia o de derrames y facilitar la extracción controlada del líquido. La superficie interior de los pisos y muros puede ser revestido con cerámica de gres antiácida con juntas antiácidas.

4.3. Solución Definitiva.

Debido a la posible infiltración del ácido al suelo ubicado debajo de la piscina contenedora de derrames, se hace necesaria la evaluación de la magnitud de esta contaminación a los fines de su mitigación. En tal sentido es posible que el tratamiento que pudiera ser requerido implique la eliminación de la estructura existente en la zona. Se sugiere la reubicación de los tanques de ácido sulfúrico y la piscina contenedora de derrames, a los fines de dar respuesta definitiva a las causas que generaron el daño en la estructura existente. Se debe ubicar el sitio, preparar el terreno realizar el proyecto y proceder a la construcción de una nueva estructura.

Para ambas alternativas se sugiere que los equipos de bombeo y de control se ubiquen fuera de la piscina contenedora de derrames, ya que dichos equipos quedarían prácticamente inoperativos en caso de un derrame masivo de ácido.

Adicionalmente a lo indicado resulta vital para el funcionamiento adecuado del área, preparar y ejecutar un plan de mantenimiento preventivo y establecer una rutina de limpieza cada vez que ocurran derrames a fin de evitar la presencia de ácidos por largos periodos de tiempo que disminuyen de manera considerable la vida útil de las obras.

5. CONCLUSIONES

Como conclusión del análisis químico y correlación con los ensayos físico- mecánicos se puede decir que la base de los tanques de ácido sulfúrico, y la losa de piso de la piscina contenedora están gravemente afectados por el ácido, los muros laterales aun cuando no reportan daños graves de deterioro aparente en la matriz de concreto, ni en los aceros ubicados en la parte superior de los mismos, en la base han perdido continuidad y conexión con la losa de piso lo cual hace imposible su recuperación. Se debe recordar que el contenido de sulfatos en las muestras del concreto de los muros excede el máximo valor aceptable. La condición de daño y la vulnerabilidad de la estructura ante eventos sísmicos obligan a la ejecución inmediata de la propuesta de solución provisional mientras se realiza el procedimiento administrativo y legal para la ejecución de la propuesta definitiva planteada.

6. BIBLIOGRAFÍA

El Eurocode 2 y el diseño de estructuras durables y resistentes.

(http://www.imcyc.com/revista_2000/abril2000/eurocode2.htm)

Fernández G., González G., Hostalet F. y otros (2001). *Evaluación de la capacidad Resistente de Estructuras de Hormigón. Ensayos no destructivos y destructivos*. INTEMAC Madrid, España.

Feliu S. y Andrade, C.(1989) *Manual de inspección de obras dañadas por corrosión*. Madrid, España. Instituto de la Ciencia de la Construcción EduardoTorroja CSIC. Madrid España, p. 70

NORMA COVENIN 1756-2001. “*Edificaciones Sismorresistentes*”. Normas Venezolana, Caracas 2001

Pinto J., MinoruTakagi E. y Bauchemie -MC. *Protegiendo a través de la impermeabilización*.

Red DURAR CYTED (1998). *Manual de inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de hormigón armado*.España: CYTED, 2da edición., p 117-121.

Revista IMYC, Mexico. (<http://www.imcyc.com/ct2008/may08/tecnologia.htm>)



Evaluación mecánica de concreto y de corrosión en mortero con partículas de neumático reciclado

C. Flores¹, S. Rodríguez², A. Cárdenas³, O. Guarneros²

¹ Centro de Investigación y Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de San Luis Potosí, Av. Manuel Nava 8, Zona Universitaria, 78290, San Luis Potosí, San Luis Potosí, MÉXICO.

² Área Mecánica y Eléctrica, Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de San Luis Potosí, Av. Manuel Nava 8, Zona Universitaria, 78290, San Luis Potosí, San Luis Potosí, MÉXICO.

³ Área Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de San Luis Potosí, Av. Manuel Nava 8, Zona Universitaria, 78290, San Luis Potosí, San Luis Potosí, MÉXICO.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v3i3.54>

Artículo recibido el 23 de Junio de 2013, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 08 de Septiembre de 2013. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el segundo número del año 2014 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del primer número del año 2014.

© 2013 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 3, No. 3, Septiembre - Diciembre 2013, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Av. Zammá No. 295 entre 61 y 63 Fraccionamiento Yucalpetén, Mérida, Yucatán, México, C.P. 97248, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Página Web: www.alconpat.org

Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de derechos al uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Av. Zammá No. 295 entre 61 y 63 Fraccionamiento Yucalpetén, Mérida Yucatán, México, C.P. 97248, fecha de publicación: 30 de septiembre de 2013.

Las opiniones expresadas por los autores no necesariamente reflejan la postura del editor. Queda totalmente prohibida la reproducción total o parcial de los contenidos e imágenes de la publicación sin previa autorización de la ALCONPAT Internacional A.C.

RESUMEN

Se estudió la factibilidad del uso de partículas de neumático reciclado en concreto y morteros. Para evaluar las propiedades mecánicas del concreto endurecido se realizaron pruebas de densidad, resistencia a la compresión y determinación del módulo de elasticidad. Además se determinó la trabajabilidad del concreto en estado fresco mediante la prueba de revenimiento. Las muestras se fabricaron con la sustitución de un 5%, 7.5% y 10 % del volumen de la arena por partículas de neumático reciclado. Se determinó mediante la técnica de potencial de corrosión el estado que guardaba en acero revisando de esta manera la probabilidad de corrosión. Para el estudio de la velocidad de corrosión se utilizó la técnica electroquímica de resistencia a la polarización lineal (RPL) en morteros fabricados bajo las mismas condiciones y proporciones que en los concretos. Los resultados mostraron que una mezcla con 7.5% de partículas de neumático reciclado puede ser utilizada en estructuras de resistencia moderada, ligera y ubicadas en ambientes con cloruros.

Palabras clave: concreto; mortero; neumático reciclado; velocidad de corrosión; propiedades mecánicas.

ABSTRACT

The feasibility of using scrap tire particles in the elaboration of concrete and mortar was investigated. To assess the mechanical properties of hardened concrete, tests evaluating of its density, modulus elasticity and compression strength were undertaken. To determine the workability of freshly made concrete, a slump test was also performed. Tests in which 5, 7.5 and 10% of sand were substituted by recycled tire particles were made. The likelihood of corrosion on the steel is determined, using the technique of corrosion potential. To test the velocity of corrosion was used the linear polarization resistance method (LPR method) was utilized under the same conditions as well as fabrication of concrete. It was observed that using 7.5% of recycled tire particles offers satisfactory results in structures of moderate strength and lighter weight located in environments with chlorides.

Keywords: concrete; mortar; recycled tire; corrosion rate; mechanical properties.

Autor de contacto: Claudia Flores (claudia_floresv@yahoo.com.mx)

1. INTRODUCCIÓN

La corrosión de los refuerzos de acero es una de las principales causas del deterioro prematuro de las estructuras de concreto armado; así mismo los daños que ocasiona esta degradación contribuyen a un incremento en los costos en el sector de la construcción. El origen de la corrosión en los refuerzos de acero puede ser principalmente a causa de la carbonatación del concreto, o bien por la presencia de cloruros (Cl^-) procedentes de las sales utilizadas para el deshielo en zonas con bajas temperaturas o del rocío marino, así como por el uso de aditivos que contienen cloruro de calcio (CaCl_2) (Song et al., 2004; Lu et al., 2011). Es importante señalar, que para que inicie el proceso de corrosión por cloruros, es necesario que este ion sobrepase una concentración crítica en la periferia del refuerzo de acero (Angst et al., 2009).

Se han propuesto diversos materiales que pueden mejorar las propiedades del concreto enfocándose principalmente en: evitar el deterioro prematuro de las estructuras, en incrementar su resistencia mecánica, y en reducir sus costos. Uno de los materiales que se han propuesto, es el concreto con partículas de neumático reciclado, con el propósito de reutilizar los neumáticos de desecho que representan un gran problema de contaminación, debido a los grandes volúmenes que llegan a los vertederos y a la composición química de este material no biodegradable. Entre los años 2000 y 2002, Taiwán trabajó con un programa de reciclaje de neumáticos para la fabricación de concreto asfáltico local. Los resultados obtenidos mostraron un desempeño satisfactorio al mejorar con las técnicas de pavimentación y cumplir con la mayoría de las especificaciones de la ASTM (Li-Cheng, 2007). Debido a los resultados favorables, obtenidos con el neumático usado en el concreto asfáltico, se ha despertado el interés por estudiar la factibilidad de utilizar partículas de neumático reciclado en concreto y mortero, evaluando sus propiedades y así dar solución a dos problemas al mismo tiempo, modificar las propiedades del concreto convencional para el uso de nuevas aplicaciones y reducir la contaminación de los desechos neumáticos.

Pelisser et al. realizaron un estudio referente al concreto con neumático reciclado, en donde la variable principal, fue la sustitución de arena por porcentaje volumétrico de neumático triturado en la mezcla. En este estudio se le agregó al concreto un 10 % de partículas recicladas de neumático y humo de sílice. Se observó que su resistencia a la compresión se redujo sólo un 14% (con 28 días de curado) y fue más ligero en comparación con el concreto convencional. Por lo cual, este material compuesto apoya a la sostenibilidad de la construcción minimizando el uso de recursos naturales (Pelisser et al., 2011). Recientemente se ha publicado una investigación para evaluar el rendimiento del concreto con neumático reciclado, en términos de durabilidad. Dentro de este trabajo se realizaron pruebas de resistencia a la compresión, absorción de agua por inmersión, capilaridad, carbonatación y a resistencia a la penetración de cloruros. Las mezclas de concreto se fabricaron con la sustitución de un 5%, 10% y 15% de arena por caucho reciclado derivado de la trituración de neumático de desecho. Se encontró que el coeficiente de difusión del cloruro es más lento para las muestras que contenían un 5% de partículas de neumático reciclado, en comparación con las muestras testigo (Bravo and Brito 2012). En otro trabajo científico se comprobó la resistencia a la penetración de cloruros que otorga el concreto con neumático reciclado en comparación al concreto convencional, ya que los valores de carga para la muestra testigo fue de 6103 coulombs y tan solo de 3915 coulombs para muestras con 15 % de partículas de neumático (Oikonomou et. al. 2009). Con el objetivo de determinar si es factible, utilizar neumático de desecho en la fabricación de mezclas de concreto y de mortero, en la presente investigación se analizó el comportamiento de partículas de neumático reciclado como sustituto

parcial de la arena; monitoreando la velocidad de corrosión del refuerzo de acero en morteros y midiendo propiedades físicas y mecánicas del concreto.

2. DESARROLLO EXPERIMENTAL

Para la elaboración de las muestras de concreto se utilizó cemento Portland compuesto 40 R (CPC40R), arena triturada con una densidad de 2.48g/cm^3 (calculada bajo la norma NMX-C165-ONNCCE-2004), grava de tamaño máximo de 19 mm, agua destilada, partículas de neumático reciclado con una densidad de 1.05 g/cm^3 y como aditivo sulfonato de lignina en solución acuosa. Las partículas de neumático fueron obtenidas de neumáticos de desecho triturados mecánicamente y lavadas con hidróxido de sodio (NaOH, 1M), con el objetivo de modificar a un pH alcalino las superficies de las partículas (Pelisser et al., 2011).

En la figura 1 a) se presenta la distribución de las partículas de neumático reciclado y de arena. Se puede observar que ambos materiales no cumplen con la norma NMX-C-111-ONNCCE 2004. En la figura 1 b) se muestra la distribución de partículas tanto de arena como de neumático ajustadas a la norma. Puede observarse claramente que ambos materiales cumplen con la distribución de partículas que se requieren para un agregado fino.

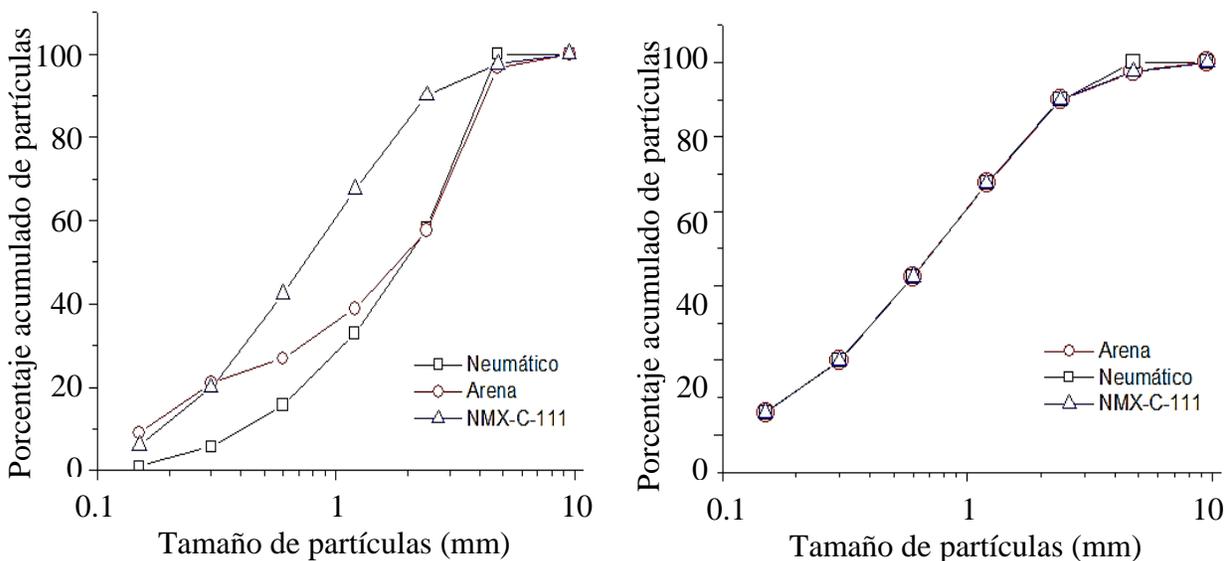


Figura 1. Distribución de partículas de neumático y arena, antes a) y b) después de ser ajustadas a la norma NMX-C-111-ONNCCE2004

Las mezclas de concreto fueron diseñadas para un intervalo de revenimiento (2.5 a 7.5 cm), que se utiliza en aplicaciones de: vigas, muros reforzados, columnas y losas (IMCYC, 1993). Se fabricaron mezclas sustituyendo un 5%, 7.5% y 10 % del volumen de arena por partículas de neumático reciclado, así como muestras de concreto convencional de referencia. En la tabla 1 se presentan las composiciones de las mezclas. La dosificación del aditivo fue de 5 ml por cada kilogramo de cemento y fue previamente mezclado con el agua, para garantizar la homogeneidad del aditivo.

Tabla 1. Composiciones de las mezclas de concreto en kg/m³.

Materiales	CR	CN5	CN7.5	CN10
Agua	215	215	215	°
Cemento	500	500	500	500
Grava	1024	1024	1024	1024
Arena	616	585.2	569.8	554.4
Neumático	0	13.04	19.6	26.1

Concreto de referencia (CR), concreto con 5% de neumático (CN5), concreto con 7.5% de neumático (CN7.5), concreto con 10% de neumático (CN10).

Para lograr una mezcla uniforme se utilizó una Batidora portátil de 50 kg (Husky, Modelo GHM105890), durante 6 minutos, a una velocidad de 26 rpm. Posteriormente se efectuó la prueba de revenimiento para evaluar la consistencia de la mezcla conforme a la norma NMX-C-156-1997, después se procedió al llenado de los recipientes previamente preparados para su desmolde de 10 cm de diámetro por 20 cm de altura de acuerdo a la norma NMX-C-159-ONN-2004. El desmolde se realizó 24 horas después de su fabricación y se llevó a un curado de 14 días en inmersión. Se realizaron pruebas en compresión y se calculó el módulo de elasticidad, partiendo del diagrama de esfuerzo deformación conforme a la norma ASTM C1231/C1231M – 10A. La pruebas de resistencia en compresión se realizaron en una máquina Universal SHIMADZU UH-600 kNI. Para determinar la densidad de las muestras de concreto se utilizó la técnica de inmersión en agua descrita en la norma ASTM C 642-97.

Para el estudio de la velocidad de corrosión se fabricaron morteros de 12 x 8 cm de base y 2 cm de espesor. Inmersos en el mortero se colocaron tres refuerzos de acero corrugado grado 42 bajo la clasificación de la Norma Mexicana NMX-C-407, teniendo un diámetro medio de 0.95 cm y con una longitud total de 12 cm (10 cm inmersos y 2 cm fuera del mortero). En la tabla 2 se presentan las composiciones de las mezclas de morteros. El aditivo se añadió en las mismas proporciones y bajo las mismas condiciones, tal y como fueron preparadas las mezclas de concreto. En la figura 2 se muestra un esquema de la celda propuesta para el desarrollo experimental. El desmolde se realizó 24 horas después de su elaboración y se llevó a un curado de 14 días en inmersión. En la superficie de transición de la varilla se colocó cinta adhesiva, con el objetivo de prevenir un ataque localizado por el fenómeno de aireación diferencial. Para acelerar el proceso corrosivo de los refuerzos de acero, los morteros se sometieron a ciclos de humedad y secado (4 días inmerso en solución de NaCl 1 M y 3 días de secado en horno a una temperatura de 315 K).

Tabla 2. Composiciones de las mezclas de mortero en kg/m³.

	MR	MN5	MN7.5	MN10
Agua	215	215	215	215
Cemento	500	500	500	500
Arena	1640	1558	1517	1476
Neumático	0	34.72	52.08	69.44

Mortero de referencia (MR), mortero con 5% de neumático (MN5) mortero con 7.5% de neumático (MN7.5), mortero con 10% de neumático (MN10).

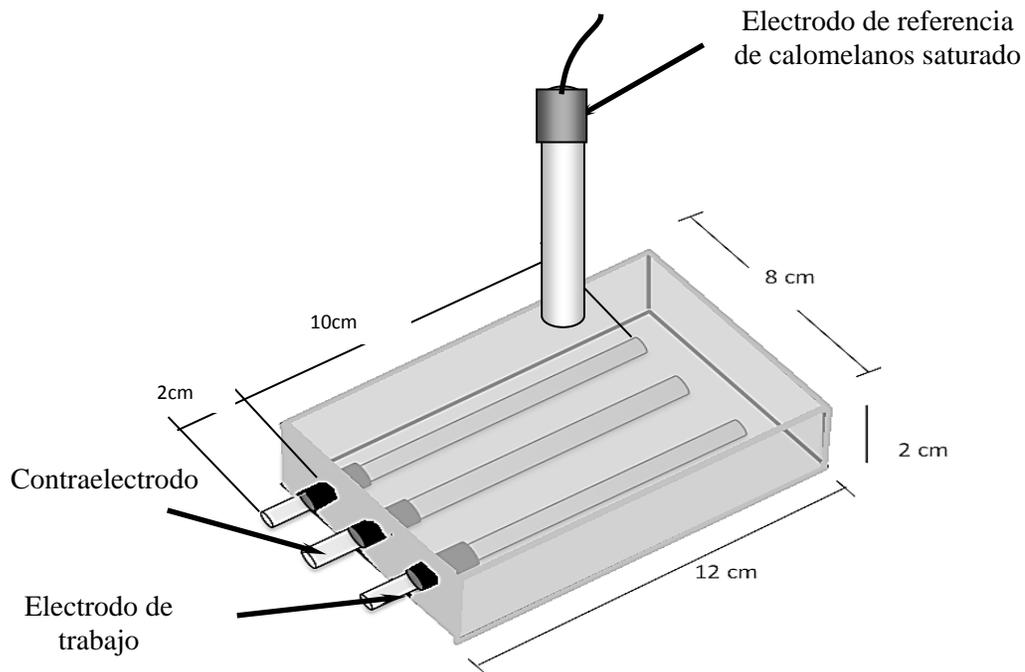


Figura 2. Esquema para representar la celda de corrosión y sus conexiones

Para determinar el grado de corrosión en las varillas de acero, se utilizaron técnicas electroquímicas empleando un potenciostato-galvanostato (GAMRY 600) y como electrodo de referencia, un electrodo saturado de calomelanos (ESC). Se realizó un seguimiento del potencial electroquímico de corrosión para obtener los mapas de potenciales de corrosión (E_{corr}) y de la resistencia a la polarización lineal (RPL), que consiste en desplazar el sistema de su potencial en circuito abierto a otro valor de potencial, registrando valores de ΔE y de ΔI . El procedimiento consiste en aplicar a las varillas de acero un pulso de $\pm 10\text{mV}$ con respecto a su potencial de corrosión, y se mide la corriente. La relación entre E e I en la región lineal representa una resistencia de acuerdo con la ley de Ohm, y es inversamente proporcional a la velocidad de corrosión (i_{corr}), relacionada con una intensidad de disolución metálica a través de la constante B de la ecuación (1) de Stern y Geary (Stern et al., 1957):

$$i_{corr} = \frac{b_a \cdot b_c}{2.3 \cdot (b_a + b_c)} \cdot \frac{\Delta I}{\Delta E} = \frac{B}{R_p} \quad (1)$$

Para observar la microestructura se utilizó un microscopio electrónico de barrido (MEB) Phillips XL-30, utilizando el detector de electrones retrodispersados. Las muestras de concreto fueron recubiertas con polvo de oro, ya que deben ser conductoras para observarlas en el MEB.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1. Trabajabilidad

En la tabla 3 se presentan los resultados de las pruebas de revenimiento realizadas a las mezclas de concreto. Se observa que los valores se situaron dentro del parámetro esperado (2.5 a 7 cm). Comparando los resultados del revenimiento de las mezclas CN5 y CN10 con la mezcla CR, se puede señalarse que las partículas de neumático reciclado no afectan significativamente la trabajabilidad, a pesar de que en la investigación realizada por Pelisser et al. no obtuvieron resultados favorables en las pruebas de revenimiento, ya que sus resultados indican que la trabajabilidad disminuyó al utilizar un 10% de neumático (Pelisser et al., 2011).

Tabla 3. Revenimiento de las mezclas de concreto.

	CR	CN5	CN7.5	CN10
Revenimiento (mm)	5.5	6	2.5	5

Como se puede observar en los resultados no existe una relación directa entre el porcentaje de neumático y el revenimiento. Un comportamiento similar a este fue encontrado por Bravo y Brito, en muestras con un 5% y 15 % de partículas de neumático en sustitución del agregado fino obtuvieron un valor de revenimiento de 6.5 cm para estos porcentajes y de 7.5 cm para la muestra sin neumático, no obstante la muestra que contenía un 10 % de neumático mostró mayor revenimiento (9.3 cm) (Bravo et al., 2012).

3.2. Densidad.

La densidad de los concretos se presenta en la tabla 4. Se observa que la densidad del concreto disminuye al aumentar el porcentaje de partículas de neumático. Un punto importante a señalar, es la diferencia de la disminución de peso entre la muestra testigo con la muestra de mayor porcentaje de neumático (CN10), este valor alcanzó una reducción de un 5 por ciento de su densidad.

Tabla 4. Densidad del concreto.

	CR	CN5	CN7.5	CN10
Densidad (g/cm ³)	2.35	2.30	2.26	2.24

Esta disminución es debido a que las partículas de neumático tienen una densidad (1.05 g/cm³) aproximadamente 60% menor que la arena utilizada (2.48 g/cm³). Otro factor que puede contribuir en la disminución de la densidad, es lo reportado por Pelisser et al., que aborda el estudio del concreto con partículas de neumático, encontrando una mala adherencia en la interfase neumático/pasta, que conlleva a un incremento en volumen y por lo tanto una menor densidad (Pelisser et al. 2011).

3.3. Resistencia a compresión y módulo de elasticidad.

En la figura 3 se presentan los resultados de la resistencia a compresión para las muestras testigo, así como las muestras de concreto neumático después de 14 días de curado. La resistencia que alcanzó el concreto de referencia fue de 38 MPa. En esta misma gráfica, se observa una reducción en la resistencia a compresión para las muestras de concreto con neumático reciclado, como lo reportado en (Toutanji, 1996; Li et al., 2004; Yung et al., 2013).

Al comparar las muestras CR y CN5 se observa un mínimo porcentaje de reducción, de solo un 4%. En relación a porcentajes de neumático superiores a un 5% esta diferencia es más significativa, ya que el porcentaje de reducción en la resistencia a compresión es de un 40% y 41.5% para las muestras CN7.5 y CN10, respectivamente.

Con respecto a los valores del módulo de elasticidad, este comportamiento es similar al descrito en la resistencia a compresión. Obteniendo para la muestra de referencia un valor de 27 GPa y para las muestras CN5, CN7.5 y CN10 resultados de 26.5 GPa, 21 GPa y 20.7 GPa, respectivamente.

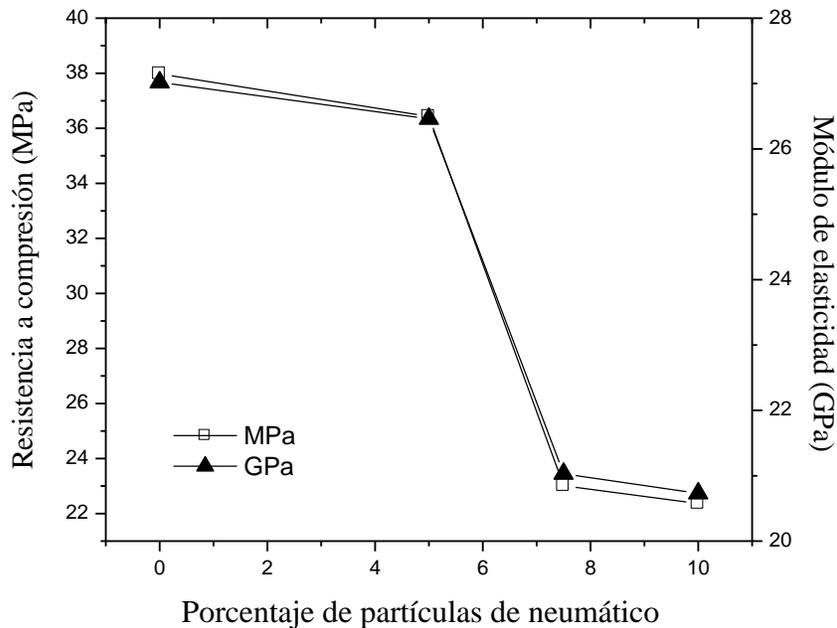


Figura 3. Resistencia en la compresión y Módulo de elasticidad para los cilindros de concreto con neumático reciclado y testigo después de 14 días de curado.

La disminución en la resistencia a compresión puede ser atribuida a la presencia de microgrietas que se han encontrado al agregar partículas de neumático en la fabricación de concreto, tal y como lo reportado por Lin (Ling 2012). Sang et al. obtuvieron en columnas de concreto reforzado fabricadas con partículas de neumático, que el uso de neumático incrementa la ductilidad del concreto y ofrece una buena disipación de energía en comparación con el concreto convencional, a pesar de la disminución de la resistencia a compresión (Sang et al.,2011).

3.4. Potencial de corrosión (E_{corr}).

En la figura 4 se muestran los valores del potencial de corrosión de los refuerzos de acero, después de 14 días de curado. Considerando el criterio de la ASTM-C-876-91; al inicio del primer ciclo de humedad y secado (HS) los valores de potenciales de corrosión de las muestras CR, MN5 y MN10, se encuentran en una zona de probabilidad de corrosión incierta (entre -200 a -300mV), mientras que la muestra MN7.5 se ubica en una zona de corrosión activa (menor a -300 mV). Posteriormente en el transcurso de los ciclos, los potenciales se situaron en torno a los -500 a -600 mV (zona de corrosión activa). Cabe mencionar que los valores de E_{corr} para las muestras con partículas de neumático reciclado presentaron casi el mismo comportamiento durante todo el proceso en comparación con la muestra de referencia.

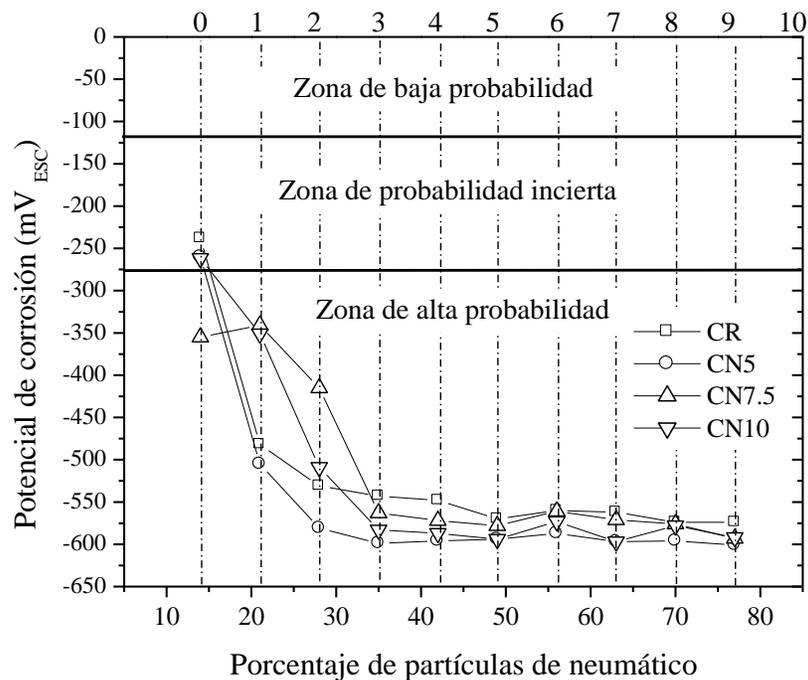


Figura 4. Potencial de corrosión Vs. Tiempo, para los refuerzos de acero.

3.5. Velocidad de corrosión i_{corr} .

Los resultados de la velocidad de corrosión (i_{corr}) vs tiempo de los refuerzos de acero se presentan en la figura 5. Al inicio de los ciclos, todos los refuerzos de acero se encontraban en valores aproximados a $0.1 \mu A/cm^2$, situando a las armaduras en una zona de velocidad de corrosión insignificante. Posteriormente, los refuerzos de la muestra MR5 son los primeros que alcanzan una velocidad de corrosión elevada (superior a $1 \mu A/cm^2$). Esta misma muestra presentó una velocidad de corrosión mayor que la muestra de referencia desde el inicio de los ciclos de saturación y secado. Durante todo el proceso de HS los refuerzos de las muestras MN7.5 mostrando valores inferiores a la muestra de referencia. Con respecto a la muestra MN10 en los primeros seis ciclos de HS presentó una velocidad de corrosión mayor a la de referencia, sin embargo, en los últimos tres ciclos monstro valores similares a los que obtuvo la muestra de referencia.

Durante el desarrollo experimental, se encontró que el uso de un 7.5 % de neumático disminuye la corrosión de la armadura embebida y que no existe una relación directa entre el porcentaje de neumático y la velocidad de corrosión de las armaduras. Oikonomou et al., encontraron que al incrementar la cantidad de neumático en morteros, se contribuye a la disminución de velocidad de penetración del ion cloruro (Oikonomou et al., 2009). En esta investigación se puede observar que el espécimen MN7.5 tiene una mejor respuesta frente a la corrosión ocasionada por cloruros, que el espécimen MN10; lo cuál comprueba que el comportamiento no es lineal. Por lo tanto, puede observarse que es altamente posible que exista un porcentaje de sustitución de neumático ideal, para disminuir la velocidad de penetración del ion cloruro.

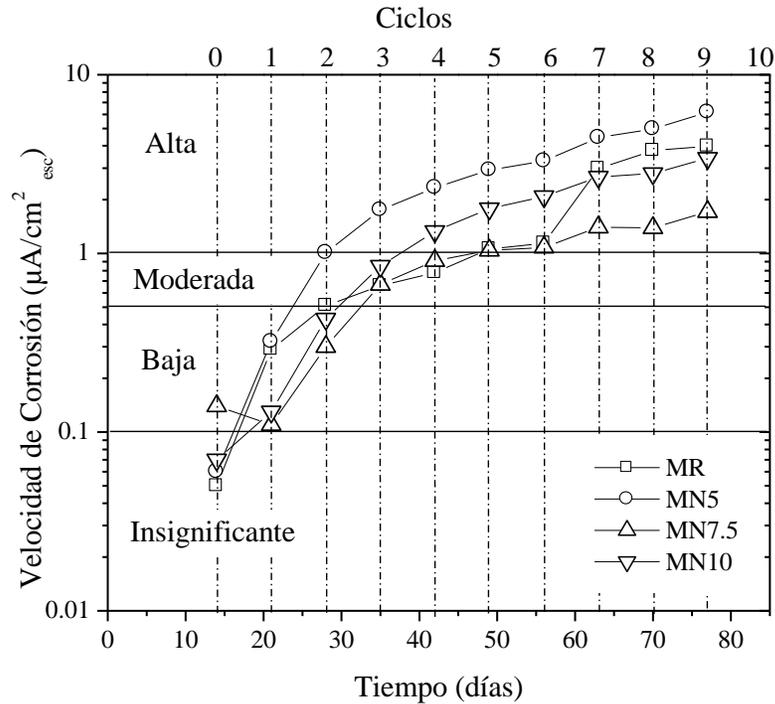


Figura 5. Velocidad de corrosión Vs. tiempo de los refuerzos de acero embebidos en mortero con neumático reciclado y convencional.

Un comportamiento similar a esta investigación fue encontrado por otro investigador, en su trabajo encontró que el coeficiente de difusión de ion cloruro, en especímenes de concreto neumático eran mucho menor que el espécimen de referencia. Sin embargo al contener un 15% de neumático, el coeficiente de difusión se ve incrementado en comparación con el espécimen de 10% (Bravo et al., 2012).

3.6. Microestructura.

En la figura 6a se observa una partícula de neumático inmersa en una matriz de concreto, en esta partícula se realizó análisis químico (EDX), para verificar la existencia de este compuesto. Puede notarse la adherencia que tenía la partícula con la matriz de concreto. Así mismo, en la misma imagen se ubican microporos, característicos del concreto. En la figura 6b se observa la morfología de los productos de corrosión en el refuerzo de acero, en forma de tipo de hojuela. Cabe mencionar, que este tipo de morfología se atribuye a una corrosión por cloruros (Rodríguez, 2005). En la figura 7 se presenta el análisis químico (EDX) en la interfase concreto/neumático. Los resultados de los elementos encontrados en este análisis refuerzan la adherencia entre la partícula de neumático y la matriz de concreto, ya que se observa la presencia de carbono y oxígeno (elementos principales del neumático) con los elementos básicos del concreto (sílice, aluminio y calcio).

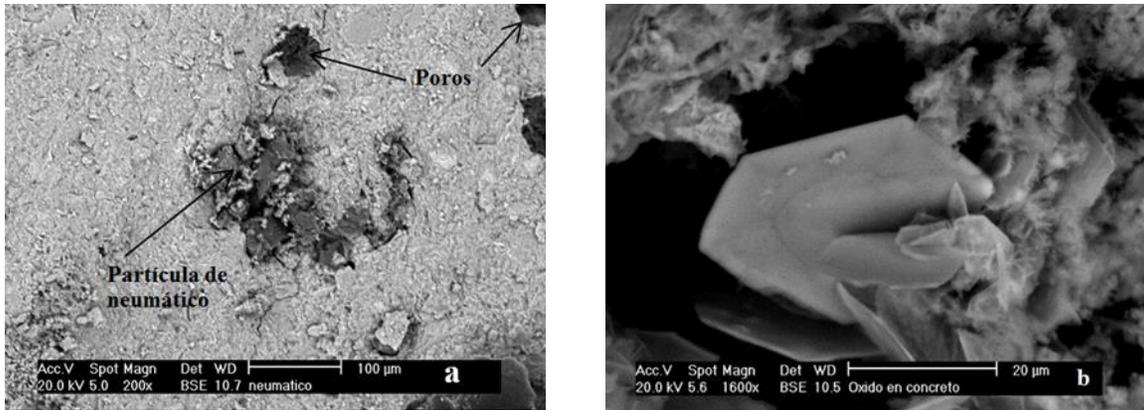


Figura 6. a) Partícula de neumático en una matriz de concreto. b) Productos de corrosión de refuerzo de acero embebido en mortero.

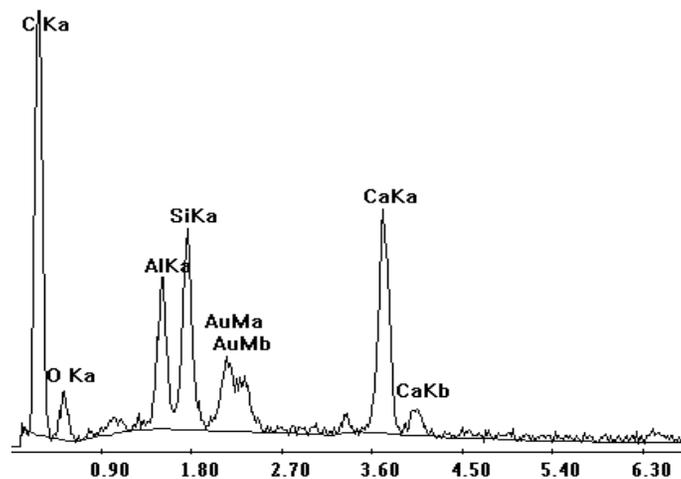


Figura 7. Análisis químico (EDX) en la interfase concreto/neumático.

4. CONCLUSIONES

De acuerdo a los resultados obtenidos, se presentan las siguientes conclusiones:

Propiedades Físicas y Mecánicas.

En relación al revenimiento que evalúa la trabajabilidad de la mezcla, se observó que las partículas de neumático, no modifican significativamente esta propiedad.

Se comprobó que la densidad del concreto disminuye al aumentar la cantidad de partículas de neumático. En las pruebas de resistencia a la compresión, se encontró que al incrementar el contenido de neumático la resistencia se disminuyó, situando los porcentajes de reducción en un 10%, 40% y 44% respectivamente para muestras CN5, CN7.5 y CN10 en comparación con la muestra de referencia. Cabe mencionar, que la resistencia a la compresión más baja se obtuvo en la muestra CN10, que cumple con la resistencia requerida para la construcción de viviendas tipo habitación.

En la observación vía microscopia óptica se visualizó la presencia de microgrietas generadas a partir de las partículas de neumático propagándose hacia la matriz de concreto.

Técnicas Electroquímicas.

Mediante las técnicas electroquímicas, se encontró que un 7.5 % partículas de neumático, disminuyen la velocidad de corrosión de los refuerzos de acero embebidos en mortero. Por lo tanto, al no presentarse una correlación lineal entre el porcentaje de neumático y la velocidad de corrosión, se puede suponer que existe un porcentaje ideal para disminuir la velocidad de corrosión por ataque de cloruros.

5. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la Facultad de Ingeniería y al Instituto de Metalurgia de la Universidad Autónoma de San Luis Potosí por las facilidades otorgadas para el desarrollo de este proyecto.

BIBLIOGRAFÍA

- Angst U., Elsener B., Larsen C., and Vennesland O. (2009), “*Critical Chloride Content in Reinforced Concrete — A Review*”, *Cement and Concrete Research* 39 (12) (December): 1122–1138.
- Bravo M., and Brito J. (2012), “*Concrete Made with Used Tyre Aggregate : Durability-related Performance*”, *Journal of Cleaner Production* 25: 42–50.
- IMCYC. 1993. *Proporcionamiento De Mezclas*. México: Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C.
- Li-Cheng L., Chui-Te C. (2007), “*A Laboratory Study on Stone Matrix Asphalt Using Ground Tire Rubber*”, *Construction and Building Materials* 21 (5) (May): 1027–1033.
- Li G., Stubblefield M., Garrick G., Eggers J., Abadie C., and Huang B. (2004), “*Development of Waste Tire Modified Concrete.*” *Cement and Concrete Research* 34 (12) (December): 2283–2289.
- Ling T. (2012), “*Effects of Compaction Method and Rubber Content on the Properties of Concrete Paving Blocks*”, *Construction and Building Materials* 28 (1): 164–175.
- Lu C., Jin W., and Liu R. (2011), “*Reinforcement Corrosion-induced Cover Cracking and Its Time Prediction for Reinforced Concrete Structures.*” *Corrosion Science* 53 (4) (April): 1337–1347.
- Sten M. and Gary A. (1957), “*Electrochemical Polarization No. 1 Theoretical Analysis of the Shape of Polarization Curves*”, *Journal of the Electrochemical Society*: 56-63.
- Oikonomou N. and Mavridou S. (2009), “*Cement & Concrete Composites Improvement of Chloride Ion Penetration Resistance in Cement Mortars Modified with Rubber from Worn Automobile Tires*”, *Cement and Concrete Composites* 31 (6): 403–407.
- Pelisser F., Zavarise N., Arent T., and Michael A. (2011), “*Concrete Made with Recycled Tire Rubber : Effect of Alkaline Activation and Silica Fume Addition*”, *Journal of Cleaner Production* 19 (6-7): 757–763.
- Rodríguez S. (2005), “*Efectos De Una Estracción Electroquímica De Cloruros Sobre El Concreto Armado.*” Universidad Autónoma de San Luis Potosí.
- Sang K, Hajirasouliha I., and Pilakoutas K. (2011), “*Strength and Deformability of Waste Tyre Rubber-filled Reinforced Concrete Columns*”, *Construction and Building Materials* 25 (1): 218–226.

Song Y., Song L., and Zhao G. (2004), “*Factors Affecting Corrosion and Approaches for Improving Durability of Ocean Reinforced Concrete Structures*”, *Ocean Engineering* 31 (5-6) (April): 779–789.

Toutanji H A. (1996), “*The Use of Rubber Tire Particles in Concrete to Replace Mineral Aggregates*”, *Cement & Concrete Composites* 18 (95): 135–139.

Yung W., Yung L. C., and Hua L. (2013), “*A Study of the Durability Properties of Waste Tire Rubber Applied to Self-compacting Concrete*”, *Construction and Building Materials* 41 (April): 665–672.



Avaliação ambiental dos processos construtivos de estrutura metálica e pré-moldada de concreto por meio de análise do ciclo de vida

F. Mantovani¹, L. D. Sebastiany¹, R. Christ¹, M. Mancio¹

¹ Universidade do Vale do Rio dos Sinos, São Leopoldo, Brasil.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v3i3.55>

Artículo recibido el 14 de Junio de 2013, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 24 de Agosto de 2013.

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el segundo número del año 2014 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del primer número del año 2014.

© 2013 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 3, No. 3, Septiembre - Diciembre 2013, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Av. Zamná No. 295 entre 61 y 63 Fraccionamiento Yucalpetén, Mérida, Yucatán, México, C.P. 97248, Tel.5219997385893 , alconpat_int@gmail.com, Página Web: www.alconpat.org

Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de derechos al uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Av. Zamná No. 295 entre 61 y 63 Fraccionamiento Yucalpetén, Mérida Yucatán, México, C.P. 97248, fecha de publicación: 30 de septiembre de 2013.

Las opiniones expresadas por los autores no necesariamente reflejan la postura del editor. Queda totalmente prohibida la reproducción total o parcial de los contenidos e imágenes de la publicación sin previa autorización de la ALCONPAT Internacional A.C.

RESUMO

As preocupações com a escassez de recursos naturais e com a degradação do meio ambiente motivaram o surgimento de novas técnicas que auxiliam as empresas na implantação de um modelo de produção mais sustentável. Têm-se desenvolvido novas tecnologias e materiais ambientalmente corretos, além de sistemas de avaliação e ferramentas de apoio à tomada de decisões na fase de projeto. A análise do ciclo de vida surge como uma ferramenta para análise e escolha de alternativas sob uma perspectiva puramente ambiental. O presente trabalho fornece dados experimentais sobre o fluxo de matérias-primas, produtos e resíduos, dos processos produtivos de um pilar de aço e um pilar pré-moldado de concreto armado. Os resultados desta análise comparativa (obtida através do software GaBi) foram submetidos à uma análise hierárquica de processo, realizada utilizando o software Make-it-Rational. Concluiu-se que o pilar de aço é mais impactante negativamente se comparado com um pilar pré-moldado de concreto.

Palavras chave: análise do ciclo de vida; estrutura pré-moldada de concreto; estrutura metálica.

ABSTRACT

Concerns about the reduced availability of natural resources and the increased degradation of the environment have stimulated the appearance of new techniques which can help companies to implement a more environmentally sustainable production model. Because of that, new technologies and environmentally friendly materials have been developed, such as assessment systems and tools to support decision-making early on, during the design process. Life cycle analysis (LCA) emerges as a powerful tool for analyzing and choosing alternatives from an environmental perspective. This study provides experimental data on the flow of raw materials, products and waste, on the production process of a precast concrete column and a steel column. To make this analysis, the GaBi software was used. Results show that the steel column has greater environmental impact when compared with a reinforced concrete alternative.

Keywords: life cycle analysis; precast concrete structures; steel structures.

Autor de contacto: F. Mantovani (francieli84@yahoo.com.br)

1. INTRODUÇÃO

Devido à crescente preocupação da sociedade com a escassez de recursos naturais e a degradação do meio ambiente, novas técnicas têm surgido para auxiliar as empresas do ramo da construção na implantação de um modelo de produção ambientalmente sustentável e economicamente viável (Rodrigues et al., 2008). Para isso, têm-se desenvolvido tecnologias e materiais mais ambientalmente corretos, bem como sistemas de avaliação para o monitoramento, estabelecimento de metas e apoio à tomada de decisão durante o processo de projeto (John; Oliveira, 2005).

A Análise do Ciclo de Vida, ACV, consiste em analisar e comparar os impactos ambientais causados por diferentes sistemas que apresentam funções similares (Soares; Souza; Pereira, 2006). A ACV é uma ferramenta utilizada para a avaliação quantitativa de uma grande quantidade de impactos no ciclo de vida dos materiais (John; Oliveira; Agopyan, 2006). O seu princípio consiste na análise das repercussões ambientais de um produto ou atividade a partir de um inventário de entradas e saídas (matéria-prima e energia, produto, subprodutos e resíduos) do sistema considerando-se as etapas de extração de matérias-primas, transporte, fabricação, uso e descarte (Soares; Pereira, 2004). De acordo com a ISO 14040 (International Organization for Standardization, 2006), a ACV considera os impactos ambientais ao longo da vida do produto, “do berço ao túmulo”, desde a extração de matérias-primas até a produção, uso e disposição final, conforme discriminado na Figura 1.

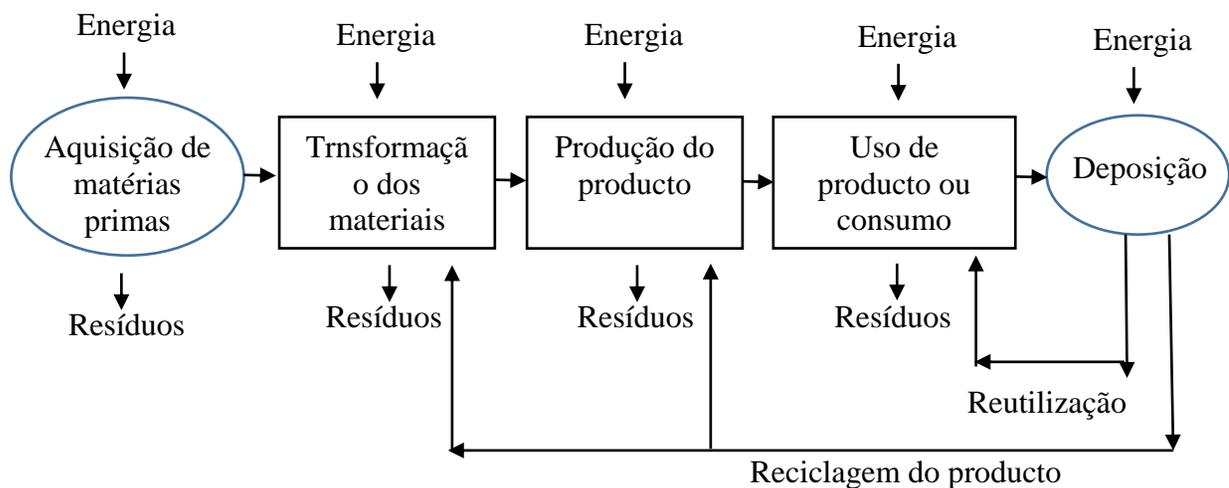


Figura 1. Ciclo ambiental do produto. (Fonte: Caldeira Pires, 2006).

Segundo John et al. (2006), uma construção mais sustentável depende da seleção correta de materiais e componentes que, combinada com o correto detalhamento de projetos, resultam em impactos ambientais menores e em maior benefício social, dentro dos limites da viabilidade econômica.

A análise do ciclo de vida é a única ferramenta que permite a tomada de decisões com base em um entendimento sistêmico da questão ambiental, porém, não é uma decisão direta. Quando se comparam produtos, a decisão somente pode ser tomada se forem atribuídas importâncias relativas entre os diferentes impactos, permitindo, dessa forma, calcular o impacto total ponderado para cada produto (John, 2010).

Conforme Neto (2010), na seleção de materiais, os critérios devem ser estabelecidos de modo a propiciar que os mesmos atinjam os desempenhos esperados (durabilidade, vida útil, facilidade

de manutenção) e também estejam coerentes com o orçamento estimado, respeitando normas técnicas, aspectos estéticos e o meio ambiente.

Poucos países desenvolvidos têm um banco de dados de inventário de ciclo de vida (ICV) abrangente e confiável para materiais de construção, limitando o seu uso, o que gera uma tendência de usar dados gerados para países estrangeiros. Mesmo com estas limitações, a ACV é a ferramenta mais abrangente para seleção de materiais baseada em aspectos de sustentabilidade ambiental (John; Oliveira; Agopyan, 2006). Diversos programas computacionais têm sido desenvolvidos para apoiar a condução dos estudos ambientais de análise do ciclo de vida, auxiliando principalmente na análise do inventário, permitindo o processamento dos dados, garantindo cálculos de maior confiança e gerando relatórios finais (Bastos; Possamai, 2002).

Dentre os diversos softwares, o GaBi é uma ferramenta utilizada para construir balanços de ciclo de vida. O software calcula balanços de diferentes tipos e ajuda a agregar os resultados. As suas principais características são:

- Baseia-se num conceito modular, ou seja, planos, processos, fluxos e suas funcionalidades estabelecem unidades modulares;
- Dados de análise de impacto, inventário e modelos de ponderação estão separados pelo que os módulos são facilmente manuseados e depois interligados para o cálculo ACV;
- Várias fases do ciclo de vida (produção, utilização e deposição) podem ser capturados em módulos e depois modificados separadamente;
- O software e a base de dados são unidades independentes. Dentro da base de dados toda a informação é guardada, por exemplo, modelos de produto e perfis ecológicos. As bases de dados GaBi são sempre construídas com uma estrutura básica definida. O próprio software disponibiliza ao utilizador a interface para a base de dados. Via interface do utilizador, os dados armazenados podem ser lidos e modificados (Ferreira, 2004).

Sob esta ótica, este trabalho objetiva-se no fornecimento de dados experimentais sobre o inventário (fluxo de matérias-primas, de produtos e de resíduos) do processo produtivo de um pilar de aço e um pilar pré-moldado de concreto (ambos dimensionados para suportar a mesma carga), a partir da ACV destes elementos estruturais. Os resultados obtidos nesta etapa foram submetidos a uma análise hierárquica de processo (AHP). Em ambos os processos, ACV e AHP, foram utilizadas ferramentas computacionais (software GaBi e MakeItRational, respectivamente). O estudo desenvolvido permitiu determinar o nível de impacto provocado durante o ciclo de vida dos pilares, servindo como embasamento técnico para escolha do melhor material sob o ponto de vista ambiental.

2. MÉTODO DE PESQUISA

O método de pesquisa realizado neste trabalho trata da análise do ciclo de vida e foi desenvolvido com base no programa computacional GaBi. A fim de atingir os objetivos, e dadas as limitações do sistema de avaliação escolhido, todos os dados relativos aos diversos materiais construtivos foram obtidos na base de dados do programa.

A pesquisa desenvolveu-se em quatro etapas:

- Definição do sistema, objetivos e escopo da ACV;
- Análise do inventário do ciclo de vida a partir do Software GaBi;
- Avaliação do impacto da ACV a partir da utilização do Software MakeItRational;
- Interpretação dos resultados.

Foram consideradas como limites ou fronteiras do sistema, as etapas referentes à fabricação das estruturas, passando pelo preparo, produção, distribuição, utilização e disposição final. Os aspectos considerados no estudo enfatizam, essencialmente, a qualidade ambiental de cada

alternativa, não levando em conta a saúde e a segurança ocupacional, nem aspectos de qualidade de produto. Também não foram considerados os inventários dos subsistemas de produção dos demais componentes utilizados, como cimento e aço. As figuras 2 e 3 representam os fluxogramas dos processos produtivos considerados no ACV das estruturas selecionadas.

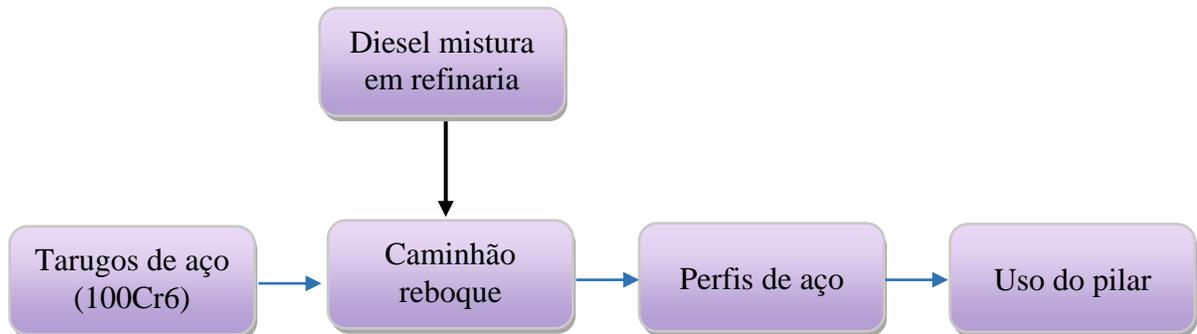


Figura 2. Fluxograma do processo produtivo do pilar de aço considerado na ACV.

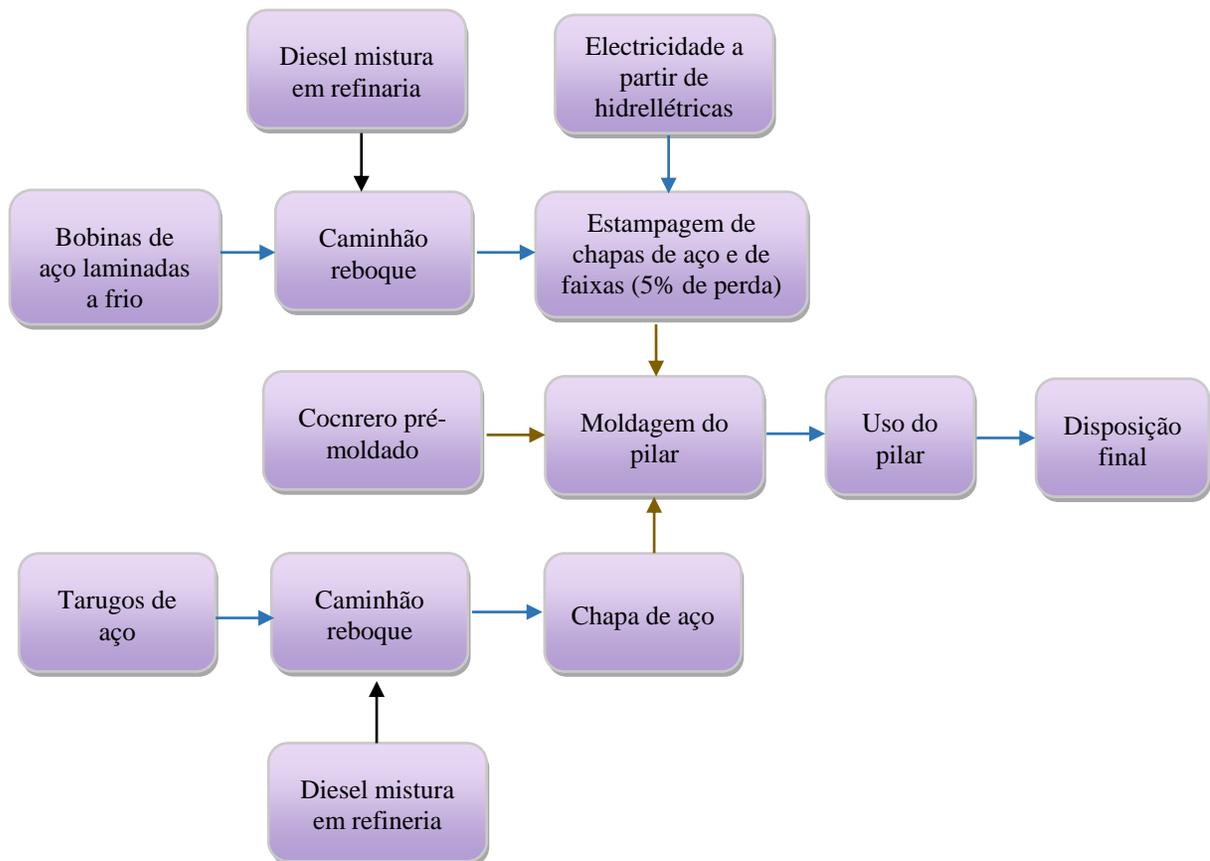


Figura 3. Fluxograma do processo produtivo do pilar pré-moldado de concreto considerado na ACV.

Os fluxogramas apresentam os processos produtivos dos pilares de concreto e de aço. O ciclo de vida do pilar de aço contempla os processos realizados no interior de uma indústria siderúrgica, desde o recebimento da matéria-prima até a transformação em perfil de aço. O caso do pilar de concreto é mais complexo devido à necessidade de produção de armaduras (longitudinais e

transversais) e fôrmas metálicas, além da produção do próprio concreto. Assim, a ACV do pilar de aço foi formulada convergindo-se estas três etapas e um processo denominado “moldagem do pilar”, que não implica em geração de impactos ambientais.

Sobre a disposição final, pode-se afirmar que, no caso do pilar de aço, esta etapa não tem relevância significativa para o estudo se comparada às etapas consideradas na ACV, pelo fato do elemento metálico ser facilmente transformado em outro material pela indústria siderúrgica após o término da vida útil da edificação.

Para uma avaliação comparativa entre os elementos acima mencionados, optou-se por definir a unidade funcional como o atendimento dos requisitos estruturais. Para isso, as estruturas foram dimensionadas de forma a desempenhar a mesma performance estrutural. Pelo fato dos perfis metálicos possuírem dimensões tabeladas, foi escolhido um perfil I padrão e calculada a sua resistência normal (compressão) característica para um pilar com altura de 3,00m (três metros). A partir da resistência normal calculada do perfil de aço, foi dimensionado um pilar de concreto armado com a mesma altura, para que assim fosse possível equiparar e comparar adequadamente os dois elementos.

De posse dos resultados gerados na análise do ciclo de vida, oito indicadores ambientais foram selecionados e submetidos à análise hierárquica de processo (AHP): Acidificação do ar, destruição da camada de ozônio, ecotoxicidade da água, ecotoxicidade do ar, ecotoxicidade do solo, mudança climática, poluição do ar e potencial de aquecimento global. A cada indicador foi atribuído um “peso” (relevância), conforme mostra a figura 4. Estes pesos foram atribuídos com base no método de análise pareada entre todos os critérios adotados, e podem ser facilmente ajustados se necessário.

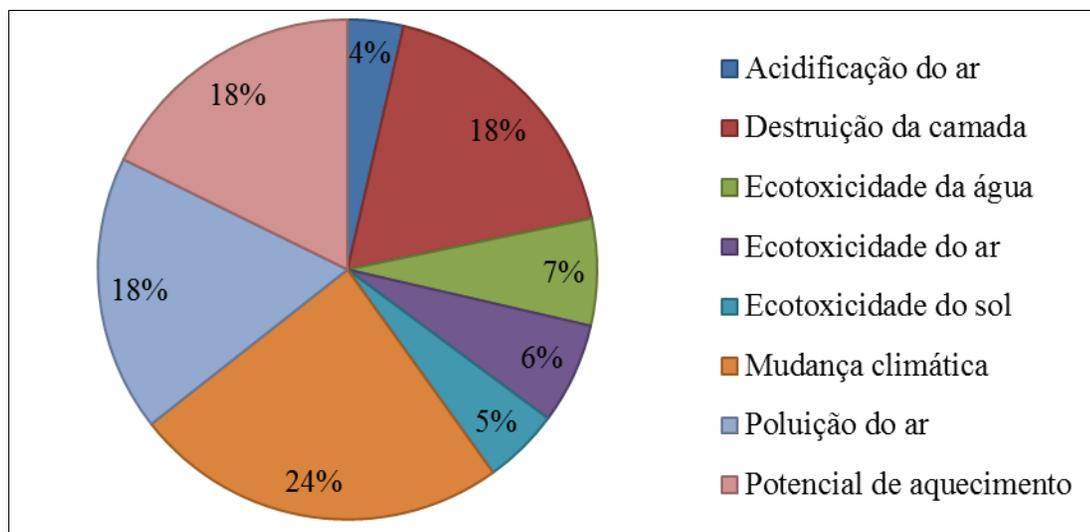
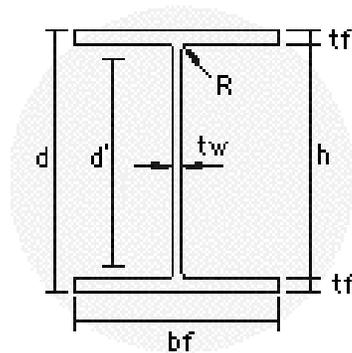


Figura 4. Gráfico de “pesos” dos impactos ambientais considerados na AHP. (Fonte: Software MakeItRational).

2.1 Pilar de aço.

O pilar de aço considerado no desenvolvimento deste trabalho é um perfil laminado de seção tipo “I” (açoASTM A-588), altura de 3,00m. A Figura 5 e a Tabela 1 apresentam detalhes e especificações do perfil de aço utilizado.



Perfis I e H

- d = altura externa do perfil
- d' = altura livre da alma
- h = altura interna
- bf = largura da aba
- tf = espessura da aba
- tw = espessura da alma
- R = raio da concordância

Figura 5. Detalhe da seção transversal do perfil de aço tipo 'I'. (Fonte: <http://www.metalica.com.br/tabelas/tabela-perfil-laminado-i-e-h>).

Tabela 1a. Especificações do perfil de aço tipo "I". (Fonte: Gerdau Aço Minas).

Bitola mm x kg/m	d	df	Espessura		h	d'	Área
			tw	tf			
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²
w 250 x 89	260	265	10,7	17,3	225	201	113,9

Tabela 1b. Especificações do perfil de aço tipo "I". (Fonte: Gerdau Aço Minas).

Eixo X-X				Eixo Y-Y				rt	It	Cw
Ix	Wx	rx	Zx	Iy	Wy	ry	Zy			
cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm	cm ⁴	cm ⁶
14237	1095,1	11,18	1224,4	4841	378,2	6,52	574,3	7,06	102,81	712,351

2.2 Pilar pré-moldado de concreto.

O pilar de concreto foi dimensionado a partir da carga normal máxima de compressão encontrada no dimensionamento do pilar de aço (3012,8 kN). A seção do pilar foi pré-estabelecida, a fim de que não fosse necessário considerar excentricidade de 2º ordem no seu dimensionamento. Assim, o pilar foi definido com seção quadrada de 50 cm (50 cm x 50 cm), com altura de 3,00m e concreto com resistência à compressão característica de 30 MPa. O dimensionamento do pilar seguiu as determinações da NBR 6118/2007.

Assim, temos que, para uma carga de 3012,8 kN, seção transversal de 50cmx50cm e cobrimento de 2,5cm, a área de aço necessária para a seção do pilar de concreto é de 14,98 cm². A figura 6 mostra o detalhamento do pilar e das armaduras longitudinal e transversal adotadas:

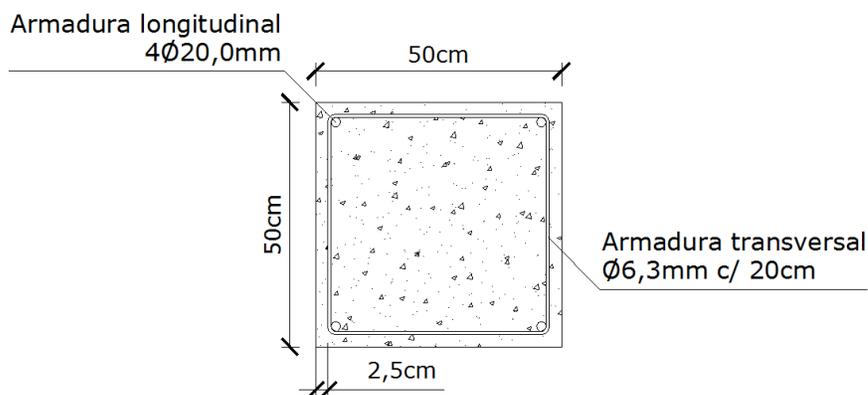


Figura 6. Detalhamento da seção transversal do pilar de concreto.

Tendo em vista que o pilar proposto trata-se de um elemento pré-moldado, a análise do ciclo de vida deste elemento contemplou, inclusive, as fôrmas necessárias para a concretagem do mesmo. Para tanto, foram adotadas fôrmas metálicas com 0,75mm de espessura, considerando-se uma vida útil de 100 repetições (concretagens).

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Análise do ciclo de vida (ACV).

As figuras a seguir ilustram o impacto provocado pelos principais materiais ou processos que compõem cada indicador ambiental avaliado para os dois tipos de pilares, apresentando, respectivamente, os indicadores de poluição do ar, mudança climática, acidificação do ar, destruição da camada de ozônio, e ecotoxicidade do ar, da água e do solo.

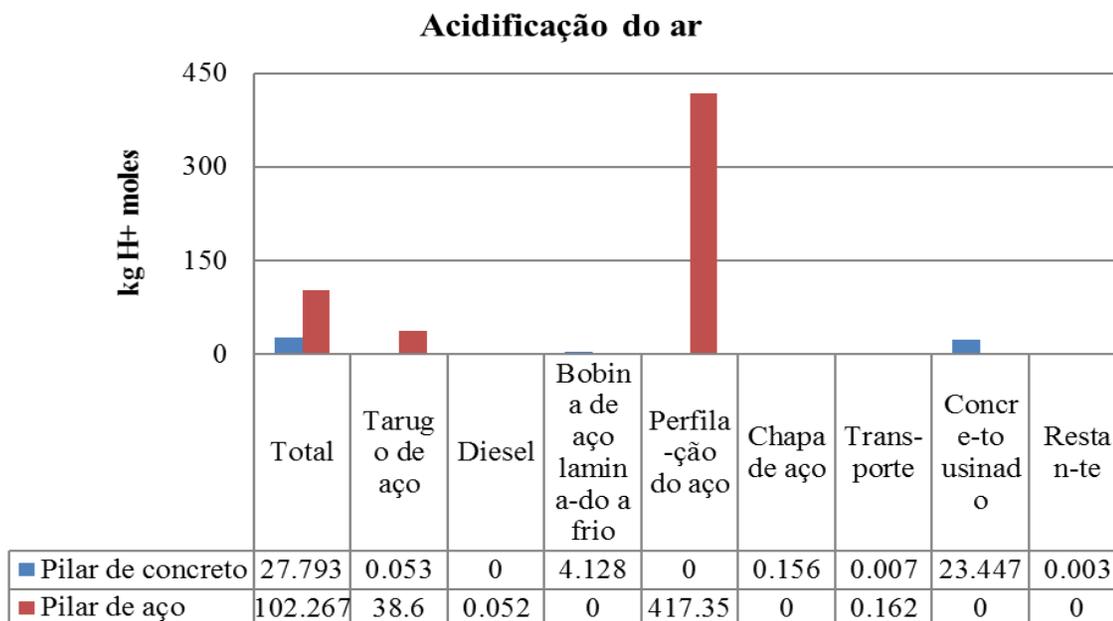


Figura 7. Acidificação do ar resultantes da análise do ciclo de vida de pilar pré-moldado de concreto e pilar de aço.

Destruição da camada de ozônio

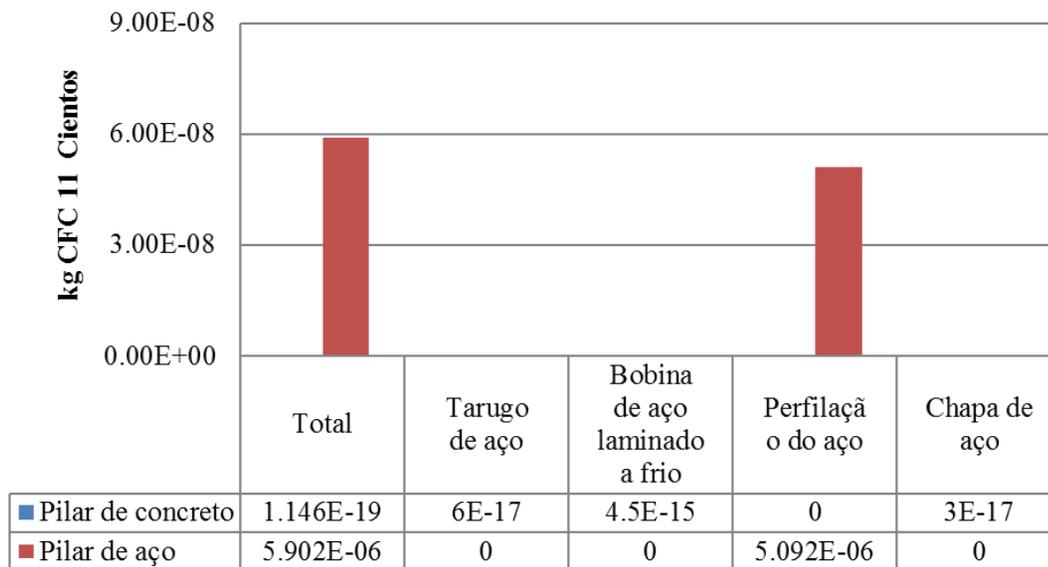


Figura 8. Destruição da camada de ozônio resultantes da análise do ciclo de vida de pilar pré-moldado de concreto e pilar de aço.

Ecotoxicidade da água

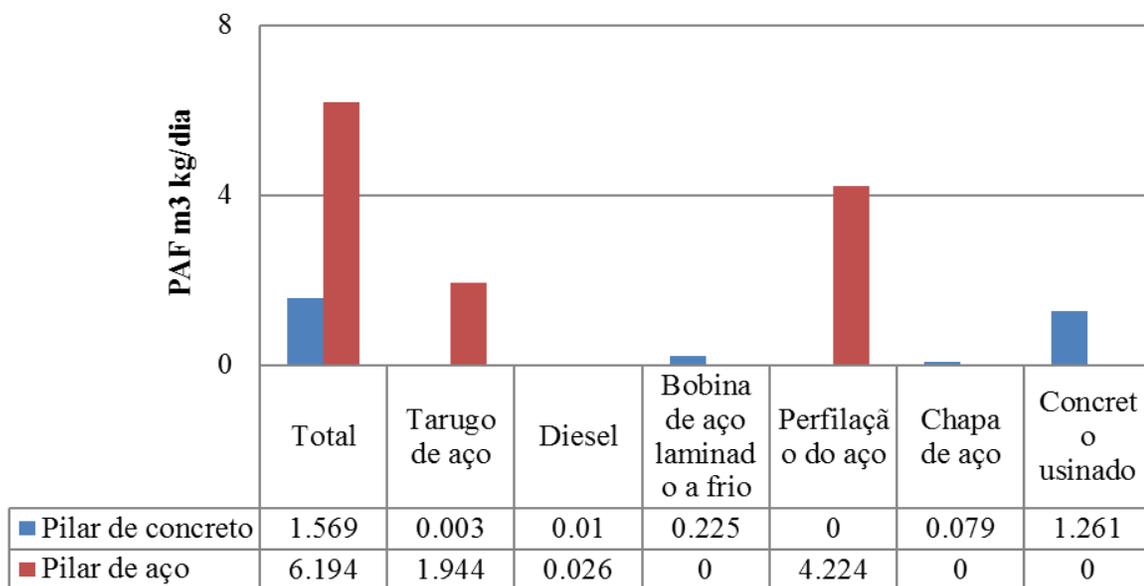


Figura 9. Ecotoxicidade da água resultantes da análise do ciclo de vida de pilar pré-moldado de concreto e pilar de aço.

Ecotoxicidade do ar

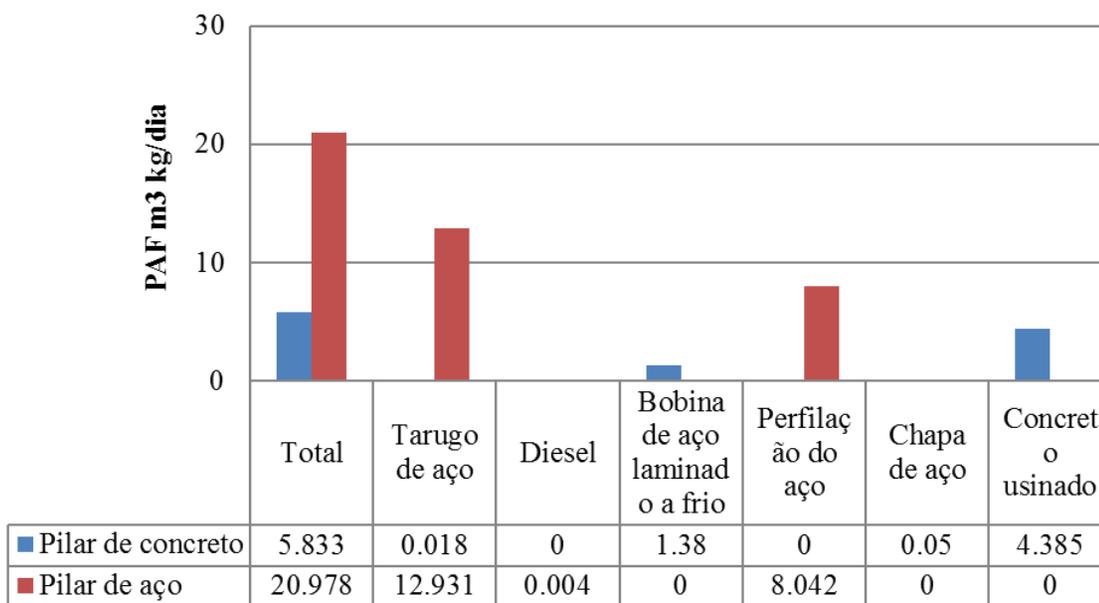


Figura 10. Ecotoxicidade do ar resultantes da análise do ciclo de vida de pilar pré-moldado de concreto e pilar de aço.

Ecotoxicidade do solo

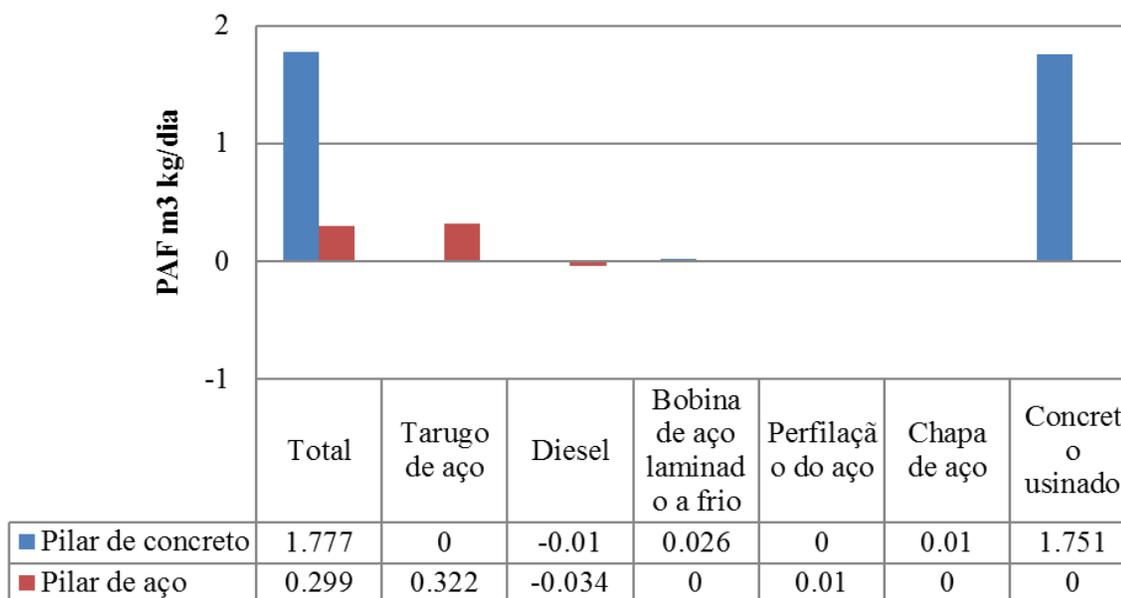


Figura 11. Ecotoxicidade do solo resultantes da análise do ciclo de vida de pilar pré-moldado de concreto e pilar de aço.

Poluição do ar

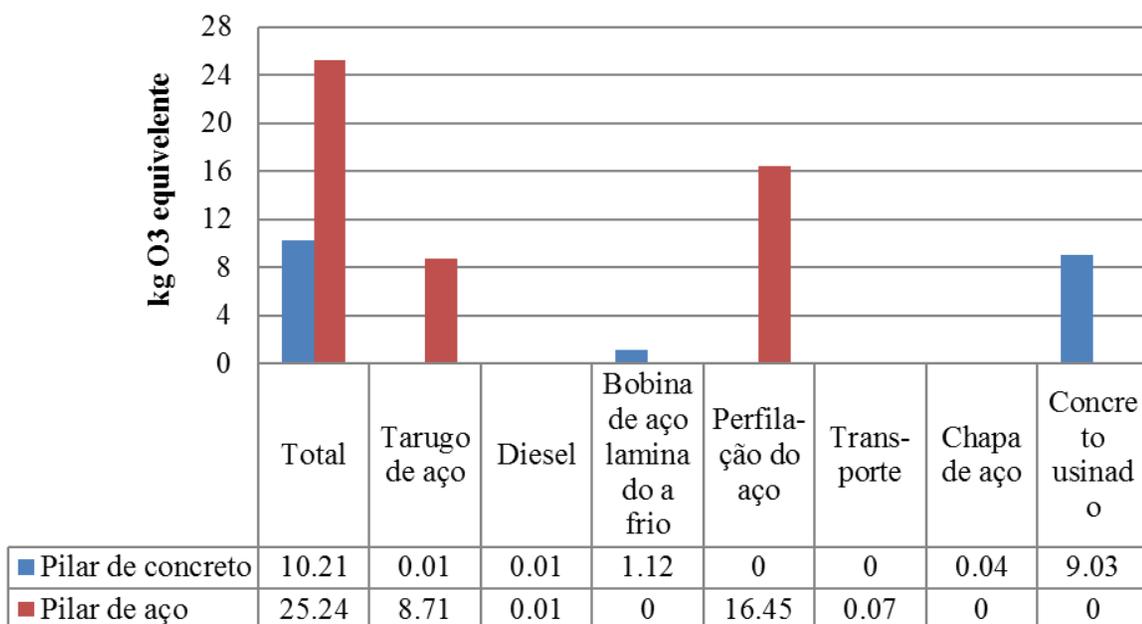


Figura 12. Poluição do ar resultantes da análise do ciclo de vida de pilar pré-moldado de concreto e pilar de aço.

Mudança climática

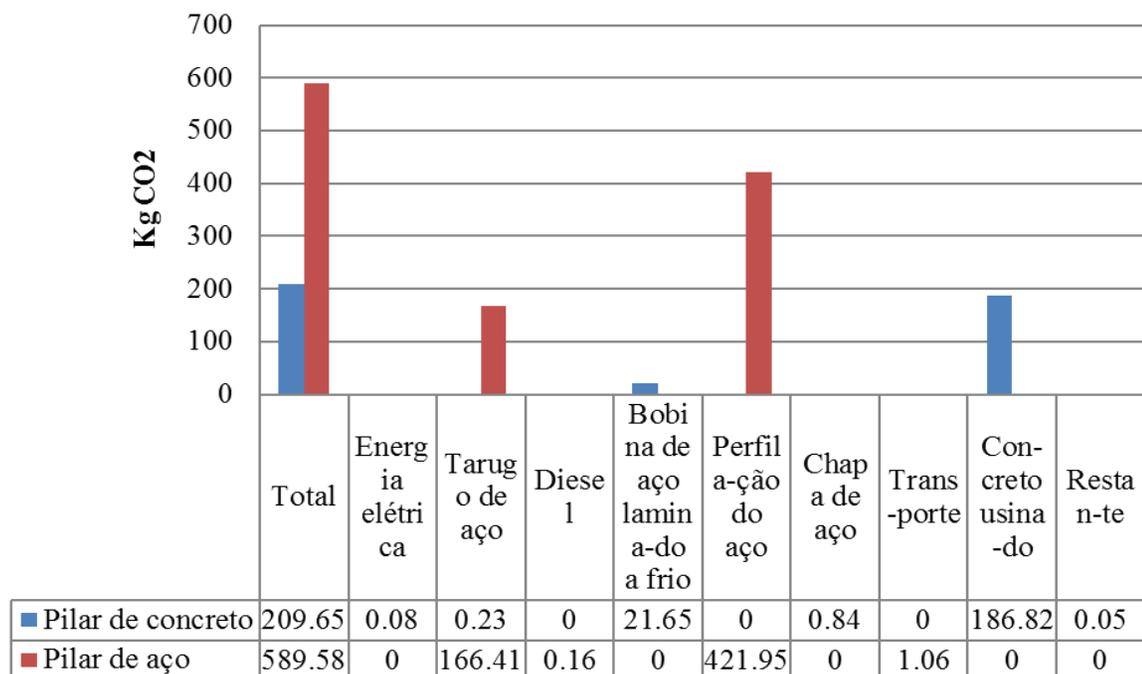


Figura 13. Mudança climática da análise do ciclo de vida de pilar pré-moldado de concreto e pilar de aço.

A partir dos gráficos obtidos na análise do ciclo de vida para os dois tipos de pilares, percebe-se que, no caso do pilar de aço, a produção do tarugo e, principalmente, seu posterior

beneficiamento (perfilação), são os processos mais significativos negativamente sob o ponto de vista ambiental. Já, no caso do pilar pré-moldado de concreto, a produção do concreto usinado é a principal responsável pelos impactos ambientais negativos provocados pela sua produção. Porém, analisando os impactos totais da grande maioria dos indicadores, o pilar de aço apresenta maiores impactos ambientais negativos se comparado com o pilar pré-moldado de concreto. Apenas para ecotoxicidade do solo o pilar de concreto se mostra mais impactante negativamente em relação ao pilar de aço.

3.2 Análise hierárquica de processo (AHP).

As Figuras 14 e 15 mostram o resultado da análise hierárquica de processo (AHP) dos pilares de aço e pré-moldado de concreto para cada indicador ambiental analisado.

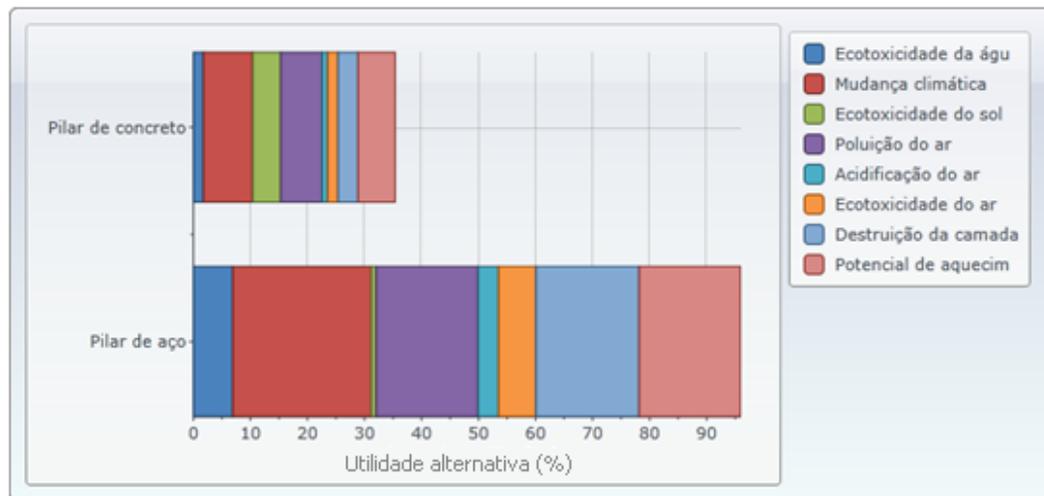


Figura 14. Resultados da análise hierárquica de processo para pilar pré-moldado de concreto e pilar de aço. (Fonte: Software MakeItRational).

Os resultados obtidos a partir da análise hierárquica de processo, tendo em vista os “pesos” atribuídos pelo grupo de estudo para cada indicador, evidenciam claramente a diferença entre os impactos ambientais provocados pelos dois tipos de pilares em estudo.

Na figura 14 temos a soma dos valores absolutos de impactos provocados pela produção de cada tipo de pilar e para cada indicador estudado. Nela, percebe-se que, para ambos os pilares, o indicador “mudança climática” é o maior responsável pelos impactos ambientais gerados, seguido de “poluição do ar”, “potencial de aquecimento global” e “destruição da camada de ozônio”.

Outro fator relevante apresentado na Figura 14 diz respeito à questão quantitativa. A soma dos impactos provocados pelo pilar de aço foi tomada como 100%. Nesta mesma escala, o montante dos impactos do pilar de concreto resulta, em torno de 36%.

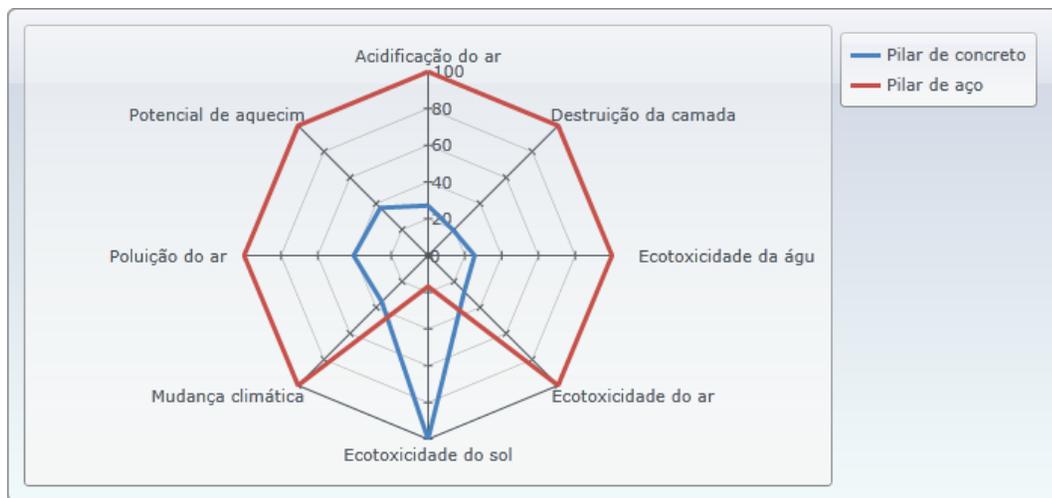


Figura 15. Resultados da análise hierárquica de processo para pilar pré-moldado de concreto e pilar de aço. (Fonte: Software MakeItRational).

Já a figura 15 apresenta a relação de importância entre cada indicador para os dois tipos de pilares, sem levar em consideração os pesos atribuídos para cada um destes. Para exemplificar, consideramos a “acidificação do ar” que apresentou maior impacto ambiental para o pilar de aço. Sendo assim, a figura toma o valor da “acidificação do ar” para o pilar de aço como 100% e relaciona-o com o valor deste impacto para o pilar de concreto, apresentado na figura também em termos percentuais.

Assim, é possível perceber que a maior relação existente entre dois indicadores em termos quantitativos é para a “ecotoxicidade do solo” e “destruição da camada de ozônio”, ou seja, nestes indicadores há a maior divergência dos valores absolutos de impactos gerados entre um pilar e outro (neste caso, maior geração de impacto para o pilar de concreto e para o pilar metálico, respectivamente). Por outro lado, a menor relação pode ser visualizada para “poluição do ar”, ou seja, este indicador apresenta os valores absolutos mais próximos entre os impactos ambientais provocados pelos dois tipos de pilares. Ainda assim, apresenta uma relação da ordem de 2,5 vezes entre o pilar de aço e o pilar de concreto.

4. CONCLUSÕES

Com relação aos resultados obtidos, pode-se perceber que, considerando os critérios adotados no dimensionamento dos pilares e na elaboração dos respectivos ciclos de vida, o pilar de aço apresenta valores maiores em todos os impactos considerados no ACV, exceto para ecotoxicidade do solo, se comparado com o pilar pré-moldado de concreto. A figura 14 mostra que, tomando somente os totais de cada indicador ambiental estudado e tendo em vista os “pesos” atribuídos a cada indicador, o impacto ambiental negativo do pilar de aço é, aproximadamente, três vezes maior quando comparado como pilar pré-moldado de concreto.

O caso da ecotoxicidade do solo, único indicador em que o pilar de concreto obteve valor maior com relação ao pilar de aço, pode ser justificado se levarmos em conta o grande volume de matéria-prima (calcário e argila, especialmente) extraída para fabricação do cimento.

Com relação às análises realizadas e as ferramentas computacionais utilizadas, podemos afirmar que sua utilização permite analisar os aspectos ambientais de maior importância relacionados a algum tipo de material, processo, etc. Esta análise subsidia o projetista na seleção de materiais e produtos, podendo trazer benefícios ao empreendedor, ao usuário e, por extensão, ao meio

ambiente. Atualmente, no Brasil, a aplicação destas técnicas ainda é pouco difundida e o banco de dados de inventário de ciclo de vida ainda é bastante escasso.

Ainda assim, podemos estabelecer analogias com relação ao processo de produção de alguns materiais ou técnicas realizados no Brasil e no exterior, buscando informações nacionais, primeiramente, para os materiais ou processos que menos se assemelhamos existentes nos inventários utilizados pelos softwares. Como resultado, podemos ter análises de ciclo de vida que retratem com alto grau de fidelidade o processo de produção de algum material ou técnica que seja submetida a este estudo, possibilitando assim a tomada de decisões que beneficiem o empreendedor, o usuário e, principalmente, o meio ambiente.

5. BIBLIOGRAFIA

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimentos*. Rio de Janeiro, 2007.

Bastos, A. L. A.; Possamai, O. (2002), *Modelo de apoio à decisão para fabricação baseado na avaliação da performance ambiental de produtos e dos objetivos estratégicos da organização*. XXII Encontro Nacional de Engenharia de Produção. Anais, Curitiba.

Caldeira-Pires, A. (2006), *Princípios do GaBi 4 para Estudos de ACV*. Curso de Especialização em Gerenciamento de Tecnologias Ambientais para a Produção Limpa. Departamento de Engenharia Ambiental – UFES.

Ferreira, J. V. R. (2004), *Análise do ciclo de vida de produtos*. Instituto Politécnico de Viseu.

John, V. M. (2010), *Materiais de construção e o meio ambiente*. In: *Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia dos Materiais*. São Paulo: IBRACON. p. 97-121.

John, V. M.; Oliveira, D. P.; Agopyan, V. (2006), *Critérios de sustentabilidade para a seleção de materiais e componentes – uma perspectiva de países em desenvolvimento*.

John, V. M.; Oliveira, D. P. (2005), *Critérios de sustentabilidade para seleção de materiais e componentes*.

International Organization for Standardization ISO 14040: *Environmental management: life cycle assessment: Principles and framework*. Genebra, 2006.

Neto, J. B. (2010), *Critérios de projeto para seleção de materiais*. In: *Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia dos Materiais*. São Paulo: IBRACON. p. 123-142.

Rodrigues, C. R. B. et al. (2008), *Sistemas computacionais de apoio a ferramenta análise de ciclo de vida do produto (ACV)*. XXVIII Encontro Nacional de Engenharia de Produção. Anais, Rio de Janeiro.

Soares, S. R.; Souza, D. M.; Pereira, S. W. (2006), *Avaliação do ciclo de vida no contexto da construção civil*. In: *Coletânea Habitar*. Porto Alegre: ANTAC. p. 97-127.



Determinación de una metodología para la estimación de la vida útil ponderada de viviendas en Paraguay

V. Vazquez¹, D. Lird¹

¹ Trabajo Final de Grado, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Asunción, San Lorenzo, Paraguay.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v3i3.56>

Artículo recibido el 22 de Junio de 2013, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 01 de Septiembre de 2013. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el segundo número del año 2014 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del primer número del año 2014.

RESUMEN

Hoy en día el concepto de vida útil se utiliza mucho en todo el mundo, ya que la intención de los profesionales de la construcción es ejecutar proyectos que tengan una vida prolongada de servicio cumpliendo con los fines previstos bajo ciertos niveles de mantenimiento preventivo. En otros países desde hace casi dos décadas, se han ejecutado investigaciones sobre la durabilidad y vida útil de materiales y en su conjunto aplicado a edificaciones, para determinar cuáles son los problemas encontrados, y así poder proyectar obras técnicamente más efectivas y sustentables en el tiempo. Con el presente trabajo se propone determinar una Metodología aplicable al Paraguay, con el objetivo de estimar la vida útil de las viviendas utilizando el método ponderado como eje articulador del estudio.

Palabras clave: vida útil; ponderación; senavitat; carbonatación; método de factores.

ABSTRACT

Today the concept of Service Life is used widely around the world, and that the intention of building professionals is to implement projects that have a long service life to meet the purposes set out below certain levels of preventive maintenance. In other countries for almost two decades, investigations have been conducted on the durability and service life of materials and applied to buildings as a whole to determine which are the problems encountered, and so to project works far more effective and sustainable over time. The present work aims to determine a methodology applicable to Paraguay in order to estimate the useful life of the housing using the weighted method as articulating axis of the study.

Keywords: life pan; weighting; senavitat; carbonation; factor method.

© 2013 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 3, No. 3, Septiembre - Diciembre 2013, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Av. Zamná No. 295 entre 61 y 63 Fraccionamiento Yucalpetén, Mérida, Yucatán, México, C.P. 97248, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Página Web: www.alconpat.org

Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de derechos al uso exclusivo No.04-2013-0111717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Av. Zamná No. 295 entre 61 y 63 Fraccionamiento Yucalpetén, Mérida Yucatán, México, C.P. 97248, fecha de publicación: 30 de septiembre de 2013.

Las opiniones expresadas por los autores no necesariamente reflejan la postura del editor. Queda totalmente prohibida la reproducción total o parcial de los contenidos e imágenes de la publicación sin previa autorización de la ALCONPAT Internacional A.C.

Autor de contacto: Daniel Lird (daniellird@msn.com)

1. INTRODUCCIÓN

Hoy en día el concepto de vida útil se utiliza mucho en todo el mundo (Ing. Ronny González Mora, Costa Rica; Turibio José Da Silva, Universidad Federativa de Uberlândia; Leticia Pérez, Universidad Politécnica de Madrid), ya que la intención de los profesionales de la construcción es ejecutar proyectos que tengan una vida prolongada de servicio cumpliendo con los fines previstos bajo la ejecución de ciertos niveles de mantenimiento preventivo.

Es así, que en otros países desde hace casi dos décadas, se han ejecutado investigaciones (ver Memorias CONPAT) sobre la durabilidad y vida útil de materiales y en su conjunto aplicado a edificaciones, para determinar cuáles son los problemas encontrados, y así poder proyectar obras más técnicamente efectivas y sustentables en el tiempo.

En el Paraguay quizás existan, pero no tan fehacientemente, estudios técnicos ni experimentales que traten el tema de Vida Útil de materiales y menos de viviendas. En el laboratorio de materiales de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Asunción se han ejecutado programas enfocados a la resistencia última o media de diferentes materiales constructivos, pero no dirigido a las viviendas en su conjunto.

En el contexto internacional se puede encontrar una gran cantidad de material bibliográfico (Tabla del Bureau of Internal Revenue, etc.) que adjuntan tablas de esperanzas de vida de diferentes tipos de edificaciones. Pero todas ellas han sido desarrolladas en medios y bajo tipologías ajenas al Paraguay.

Este hecho ha dado pie al presente trabajo, el cual se convierte en una propuesta para establecer una metodología fácil y práctica que conduzca, a través del método ponderado, en la estimación de la Vida Útil de las Viviendas.

Se ha tomado la decisión de aplicar el Método de la Vida Útil Ponderada, partiendo del hecho que es un enfoque que no requiere directamente del soporte de laboratorios de materiales especializados y se presta en forma indirecta, para hacer variaciones en la calidad de materiales, y la mano de obra empleada, entre otros puntos que se pudieran considerar necesarios.

El Método de la Vida Útil Ponderada conlleva varios elementos intrínsecos, de los cuales su correcta estimación es vital para lograr un resultado confiable. Uno de estos es la acertada estimación de la vida útil de cada rubro de la construcción. Aquí en nuestro medio podemos encontrar estimados de vida de muchos materiales, pero la interrogante viene a la hora de convertir estos en una obra como puede ser una vivienda o un edificio. No se trata tan solo de encontrar durabilidad de materiales sino realizar un estudio para obtener la vida útil de los rubros en los que estos son utilizados, de manera a disponer de datos que sean reales, y no solo basado en simples estimaciones.

Finalmente y como parte central de este trabajo, se propone la Metodología de la Vida Útil Ponderada de las distintas tipologías de viviendas del Paraguay: Interés Social, Calidad Media y Calidad Alta, la cual será de gran utilidad a los profesionales para el estudio de factibilidad de proyectos, o determinación de vida residual de manera a obtener depreciación de los mismos, entre otros.

2. OBJETIVOS

El Objetivo General del presente Trabajo es la Determinación de una Metodología práctica y ponderada para la correcta estimación de la Vida Útil de las Viviendas de diversas tipologías (social, media y alta) en el Paraguay.

Entre los objetivos específicos podemos señalar, entre los más importantes:

- 1) Realizar una inspección visual y observación criteriosa, in situ, para visualizar el bien y todos los elementos y condiciones que lo constituyen e influyen y así determinar el estado en que se encuentran las viviendas en el Paraguay, específicamente dentro del área de estudio (Asunción y Gran Asunción).
- 2) Aplicar una metodología para estimar la esperanza de vida de cada rubro de la vivienda.
- 3) Proponer un conjunto de valores de Vida Útil de rubros de la construcción, ajustados y consistentes con la tipología constructiva del Paraguay.
- 4) Aplicar un método de fácil aplicación y utilización, que sea práctico y de fácil comprensión y recomendado a varios tipos de viviendas en el Paraguay.

3. LA VIDA ÚTIL DE LOS BIENES

Es importante puntualizar una serie de términos que el profesional valuator cita en diferentes casos al referirse al estimado de vida útil de los bienes en general, teniendo en cuenta que este concepto tiene varias acepciones o interpretaciones en las obras de ingeniería.

3.1. Vida total.

Es el promedio estadístico que refleja la esperanza de vida de un bien expresada en años, bajo condiciones normales de operación y mantenimiento (Fuente: Vida Útil Ponderada de Edificaciones. Ing. Ronny González Mora. Costa Rica)

3.2. Vida útil.

Es el período de tiempo después de la construcción durante el cual todas las propiedades esenciales alcanzan o superan el valor mínimo aceptable con un mantenimiento rutinario (Fuente: ASTM 632-82).

3.3. Vida de servicio.

Es la base del cálculo de la rentabilidad de una edificación y corresponde a la duración del servicio promedio de un edificio o de un elemento constructivo de una instalación o de un componente de este (Fuente: Vida Útil Ponderada de Edificaciones. Ing. Ronny González Mora. Costa Rica).

3.4. Edad.

Representa el tiempo transcurrido desde la instalación del bien hasta la fecha de valuación (Fuente: Curso Básico de Ingeniería Legal y de Tasaciones. Ing. Sérgio Antonio Abunahman). La edad puede no ser equivalente al periodo cronológico transcurrido desde la instalación de la propiedad nueva hasta la fecha de avalúo, ya que existe una serie de factores, como calidad del mantenimiento, la intensidad del uso, las reparaciones mayores y otros, que solo pueden determinarse mediante la inspección física del bien.

3.5. Vida útil ponderada de la vivienda.

Es el promedio de vida, que se obtiene en función de la incidencia o participación de los componentes más representativos de la obra respecto del costo, de forma tal, que el promedio ponderado de todos ellos representa su vida útil estimada (Fuente: Vida Útil Ponderada de Edificaciones. Ing. Ronny González Mora. Costa Rica).

4. VIVIENDAS DE INTERÉS SOCIAL

4.1. Objetivo.

El objetivo es hallar la vida útil de cada rubro de obra y la vida útil ponderada de la vivienda de interés social.

4.2. Relevamiento de datos.

Para la obtención de los datos y la elaboración del informe de vida útil, se considera como modelo el sistema de viviendas de interés social implementado desde 1971 por el Instituto Paraguayo de la Vivienda y Urbanismo (IPVU) hasta su fusión en el año 1991 con el BNV creando el CONAVI el cual lleva a cabo los proyectos hasta la creación de la Secretaria Nacional de la Vivienda y el Hábitat (SENAVITAT) en el año 2010.

4.3. Metodología.

Consiste en agrupar una serie de datos, obtenidos de sucesivas encuestas realizadas por el IPVU y el CONAVI en las viviendas, tomando en cuenta su edad (año de construcción) y haciendo una exploración visual del estado actual de las mismas.

Se procede a identificar las villas de interés social que podrán constituirse como referentes de las distintas edades que tienen las mismas a lo largo de más de 40 años de constituido el Programa, en periodos espaciados de 3 a 6 años.

El relevamiento de las viviendas IPVU:

A: Villa El Peñón (1988): Edad 22 años.

B: Villa Inpro (1986): Edad 24 años.

C: Villa Lambaré 1 (1983): Edad 27 años.

D: Villa Lambaré 2 (1980): Edad 30 años.

E: Villa Burrerita (1977): Edad 33 años.

F: Villa Antelco (1974): Edad 36 años.

G: Villa San Pablo (1970): Edad 40 años.

El relevamiento de las viviendas CONAVI:

I: Villa Guarambaré (2009): Edad 1 año.

J: Villa Nuevo Hogar (2005): Edad 5 años.

K: Villa Luque (2001): Edad 9 años.

L: Villa La Garza (1997): Edad 13 años.

M: Villa Madrid (1993): Edad 17 años.

N: Villa Koeju (1990): Edad 20 años.

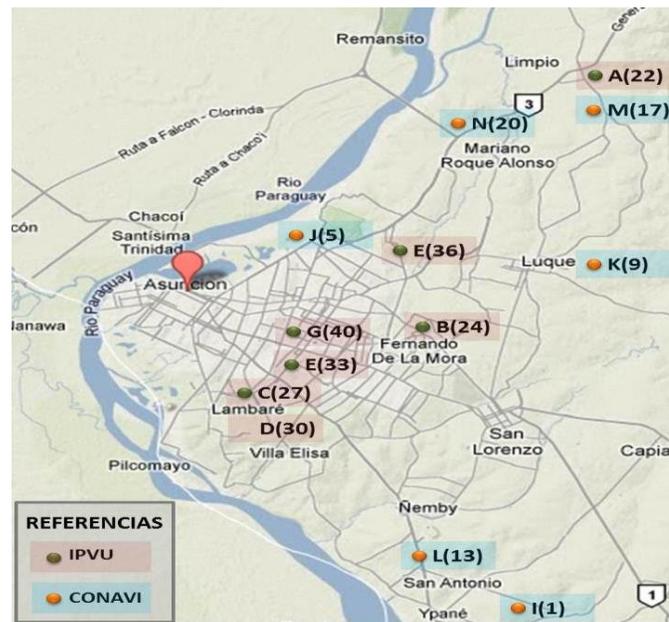


Figura 1. Ubicación de las villas relevadas

En cada villa se eligen aleatoriamente 10 viviendas del mismo tipo, es decir, con las mismas características, la misma planta y por supuesto la misma edad. Esta última aclaración se debe a que en algunos casos la duración total de la obra superó el año, lo que en algún caso podría influir de alguna manera en la edad real de la vivienda. Así también quedan fuera del estudio las modificaciones o mejoras edilicias hechas por las familias, ya que estas fueron ejecutadas en un periodo posterior a la construcción. La SENAVITAT a través del Fondo Nacional de la Vivienda Social (FONAVIS) emitió un Formulario de Evaluación Técnica (06-2010), conteniendo los

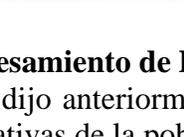
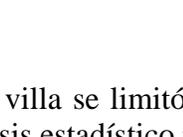
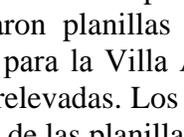
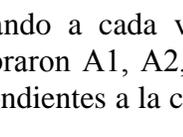
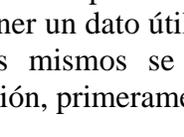
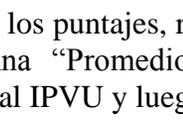
diferentes rubros de la vivienda y se calificaba a los materiales en Bueno, Regular y Malo; tomándolo como modelo se elaboró uno nuevo, ampliando la calificación de 0 a 5. En la Tabla 1 se aprecia un ejemplo de una vivienda en la ciudad de Limpio y en la Tabla 2, los criterios de puntuación.

Tabla 1. Formulario relevamiento Viviendas Interés Social

VIVIENDAS DE INTERES SOCIAL				
NOMBRE Y CIUDAD:	KEOJU - LIMPIO		EDAD:	20 AÑOS
VILLA:	N1 (CONAVI)		SUPERFICIE:	54,5 m ²
AÑO CONSTRUCCION:	1990		FECHA	15/03/2011
Rubro	Criterios	Estado (0 - 5)	CALIFICACION PROMEDIO	Observaciones
Cimientos	Asentamiento:	3,3	3,0	
	Dimensionamiento	2,7		
Paredes	Grietas	3,4	3,0	
	Sales ladrillo:	2,6		
Revoques	Humedad:	2,4	2,6	
	Fisuras:	2,8		
	Desprendimiento:	2,6		
Contrapisos	Asentamiento:	2,5	2,5	
	Humedad capilar:	2,5		
Pisos	Desgaste:	3,2	3,0	
	Planeidad:	3,3		
	Juntas:	2,8		
	Desprendimiento:	2,7		
Revestimientos	Desgaste:	2,9	2,6	
	Planeidad:	2,8		
	Juntas:	2,5		
	Desprendimiento:	2,3		
Techo	Aislacion:	2,0	2,3	
	Humedad exterior:	1,9		
	Tejuelones:	3,0		
Maderamen	Curvaturas:	2,7	2,2	
	Kupi:	2,0		
	Humedad:	1,8		
Desague cloacal	Filtraciones	2,5	2,6	
	Asentamiento:	2,7		
Instalaciones de agua	Roturas:	2,4	2,6	
	Presion:	2,8		
Instalaciones electricas	Llaves:	2,0	2,3	
	Cortocircuitos:	2,0		
	Sobrecalentamiento Cables:	2,8		
Camara Septica	Asentamiento:	3,0	2,8	
	Ventilacion:	2,6		
Pozo Absorbente	Asentamiento:	2,9	2,7	
	Ventilacion:	2,5		
Carpinteria metalica	Oxidacion:	2,5	2,5	
	Estado gral:	2,5		
Carpinteria de madera	Kupi:	2,2	2,2	
	Estado gral:	2,2		

Relevó: VICTOR VAZQUEZ

Tabla 2. Criterios de puntuación. Interés Social

FIGURAS	CRITERIOS DE PUNTUACION	FIGURAS	CRITERIOS DE PUNTUACION
	Paredes: Desprendimiento de revoque <i>Escala de 0 a 1</i>		Carpintería Madera: Estado gral. <i>Escala 1 a 2</i>
	Contra Pisos: Hundimiento <i>Escala 1 a 2</i>		Cimientos: Asentamiento <i>Escala 1 a 2</i>
	Pisos: Desprendimiento y Rotura <i>Escala 1 a 2</i>		Paredes: Grietas <i>Escala 1 a 2</i>
	Cimientos: Asentamiento <i>Escala 2 a 3</i>		Paredes: Humedad <i>Escala 0 a 1</i>
	Paredes: Grietas <i>Escala 1 a 2</i>		Revoques: Fisuras <i>Escala 1 a 2</i>
	Techo: Aislación <i>Escala 1 a 2</i>		Techo: Aislación <i>Escala 0 a 1</i>
	Maderamen: Kup'i y estado general <i>Escala 1 a 2</i>		Paredes: Humedad <i>Escala 0 a 1</i>

4.4. Procesamiento de Datos.

Como se dijo anteriormente, la muestra de cada villa se limitó a 10 viviendas, de manera a ser representativas de la población, conforme al análisis estadístico realizado.

Se utilizaron planillas para cada villa, nombrando a cada vivienda en forma alfanumérica. Ejemplo: para la Villa A, las viviendas se nombraron A1, A2,..., A10. Y así para cada villa y vivienda relevadas. Los puntajes son los correspondientes a la columna "Calificación Promedio" obtenidos de las planillas de la Tabla 1.

Para obtener un dato útil se procedió a promediar los puntajes, realizando esto para cada rubro de obra. Los mismos se presentan en la columna "Promedio". Las mismas se muestran a continuación, primeramente las correspondientes al IPVU y luego a CONAVI.

Tabla 3.1. Promedios Villa A – IPVU

VILLA: EL PEÑÓN											
DENOMINACION:	A (IPVU)										
EDAD:	22	AÑOS	AÑO DE CONSTRUCCION: 1998								
Rubro	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8	A9	A10	PROMEDIO
Cimientos	3,5	4	4,3	3,7	4,2	4	4,5	5	4	2,8	4,1
Paredes	3,3	3,7	4	3,8	4,1	4,1	4,4	4,5	3,7	3,3	3,9
Revoques	3	3,2	3,3	3	3,6	3,7	4	3,8	3,4	3	3,4
Constrapisos	3,1	3,2	2,9	2,8	2,9	3	3,1	3,3	3	3,1	3,0
Pisos	3	2,8	3,2	3,1	2,8	2,7	2,7	2,8	3	3,4	3,0
Revestimientos	3,3	3,2	3	3,4	3,4	3,4	3,5	3,2	3,2	3,3	3,3
Techo	2,6	2,4	2,7	2,9	3	3,1	2,9	2,4	2,4	2,5	2,7
Maderamen	3,5	3,2	3,5	3,4	3,2	3,1	3,3	3,4	3,4	3,6	3,3
Desague cloacal	3,2	3,2	3,1	3,5	3,4	3,3	3,2	2,9	2,9	3	3,2
Instalaciones de agua	2	3,2	3	2,9	3,1	3	2,9	3,1	3,1	3	3,2
Instalaciones electricas	2,4	2,6	2,7	2,8	2,4	2,4	2,3	2,6	2,6	2,5	2,5
Camara Septica	3,2	3,1	3,2	3	2,9	3,2	3,3	3,6	3,6	3,5	3,3
Pozo Absorbente	3,2	3,1	3,1	3	2,9	3,1	3,2	3,5	3,5	3,4	3,2
Carpinteria metalica	3	3,3	3,1	3,1	3	2,9	2,8	3,2	3,2	3	3,0
Carpinteria de madera	2,9	2,8	2,7	2,5	2,6	2,9	3	2,9	2,9	2,9	2,8

Tabla 3.2. Promedios Villa J – CONAVI

VILLA: NUEVO HOGAR											
DENOMINACION:	J	(CONAVI)									
EDAD:	5	AÑOS	AÑO DE CONSTRUCCION: 1998								
Rubro	J1	J2	J3	J4	J5	J6	J7	J8	J9	J10	PROMEDIO
Cimientos	4,5	4,6	4,2	4,5	4,6	4,7	4,3	4,3	4,2	4,3	4,3
Paredes	4,6	4,7	4,3	4,6	4,5	4,7	4,7	4,4	4,4	4,5	4,5
Revoques	4	3,9	3,7	3,7	3,9	3,7	3,6	3,8	3,5	3,6	3,7
Constrapisos	3,7	3,5	3,4	3,6	3,7	3,5	3,6	3,6	3,7	3,5	3,6
Pisos	4,4	4,3	3,9	4	4,1	4,2	4,4	4,1	4	4,1	4,2
Revestimientos	3,8	3,4	3,3	3,5	3,6	3,7	3,9	3,6	3,7	3,4	3,6
Techo	3,4	3,3	3,2	3	3,6	3,2	3,6	3,6	3,2	3,3	3,3
Maderamen	3,7	3,4	3,6	3,7	3,8	3,6	3,6	3,8	3,8	3,4	3,6
Desague cloacal	3,7	3,3	3,4	3,5	3,4	3,6	3,7	3,7	3,6	3,6	3,6
Instalaciones de agua	3,8	3,9	4	3,8	3,7	4	3,9	3,6	3,8	4	3,9
Instalaciones electricas	4	3,9	3,8	3,6	3,4	3,5	3,6	3,6	3,5	3,5	3,6
Camara Septica	4	3,9	3,8	3,8	4	4,1	4,3	4,3	4,2	4,2	4,1
Pozo Absorbente	4	3,8	3,7	4,1	4,2	3,9	4,3	4,2	4,1	4,3	4,1
Carpinteria metalica	3,9	3,8	4	4,2	3,9	3,8	3,5	3,6	3,9	3,9	3,9
Carpinteria de madera	3,7	3,6	3,4	3,5	3,5	3,6	3,4	3,6	3,7	3,4	3,5

A continuación están las tablas que contienen los promedios de las villas en c/u de los rubros

Tabla 3.3. Promedios generales IPVU

Rubro	A	C	B	D	E	F	G
Edades	22	24	27	30	33	36	40
Cimientos	4,1	3,8	3,5	3,5	3,3	2,8	2,3
Paredes	3,9	3,7	3,3	3,2	3,1	2,8	2,3
Revoques	3,4	3,2	2,6	2,4	2,1	1,8	2,0
Contrapisos	3,0	2,8	2,5	2,4	2,2	1,7	1,7
Pisos	3,0	2,9	2,6	2,4	2,1	1,9	1,6
Revestimeintos	3,3	3,1	2,8	2,6	1,2	1,9	1,6
Techo	2,7	2,3	1,9	1,7	2,3	1,0	0,9
Maderamen	3,3	3,0	2,6	2,3	2,1	1,8	1,6
Desague cloacal	3,2	3,1	2,6	2,2	2,0	1,7	1,2
Instalaciones de agua	3,1	2,9	2,6	2,4	1,7	1,3	1,0
Instalaciones electricas	2,5	2,2	1,9	1,5	1,2	0,9	0,7
Camara Septica	3,3	3,0	2,7	2,4	2,0	1,7	1,6
Pozo Absorbente	3,2	3,0	2,5	2,1	2,0	1,8	1,5
Carpinteria metalica	3,0	2,8	2,5	2,1	1,8	1,6	1,2
Carpinteria de madera	2,8	2,6	2,3	1,9	1,7	1,2	0,9

Tabla 3.4. Promedios generales CONAVI

Rubro	I	J	K	L	M	N
Edades	1	5	9	13	17	20
Cimientos	4,8	4,4	4,0	3,7	3,5	3,1
Paredes	4,7	4,5	3,9	3,8	3,4	3,0
Revoques	4,0	3,7	3,5	3,2	2,9	2,5
Contrapisos	4,1	3,6	3,4	3,0	2,9	2,5
Pisos	4,5	4,2	3,9	3,5	3,3	3,0
Revestimeintos	4,0	3,6	3,4	3,1	3,0	2,5
Techo	3,5	3,3	2,9	2,6	2,2	2,0
Maderamen	3,9	3,6	3,3	2,9	2,7	2,4
Desague cloacal	4,0	3,6	3,2	2,9	2,7	2,5
Instalaciones de agua	4,3	3,9	3,7	3,5	3,0	2,7
Instalaciones electricas	4,0	3,6	3,2	2,9	2,0	2,2
Camara Septica	4,5	4,1	3,6	3,3	3,0	2,8
Pozo Absorbente	4,4	4,1	3,6	3,2	2,9	2,7
Carpinteria metalica	4,2	3,9	3,7	3,4	3,0	2,7
Carpinteria de madera	3,9	3,5	3,3	2,9	2,7	2,3

4.5. Recta de mínimos cuadrados y Niveles mínimos de desempeño.

De aquí en más, el análisis se centra en hallar la vida útil de cada rubro de vivienda, la cual se obtendrá a partir de la comparación entre las villas de diferentes edades. Por ejemplo, para el rubro “Cimientos” IPVU, de la Tabla 3.3, tomamos la fila 1 y sus correspondientes puntajes que corresponden a las distintas edades, los colocamos en un gráfico y se ajustan de acuerdo a la recta de los mínimos cuadrados (ver ejemplo en Figura 2)

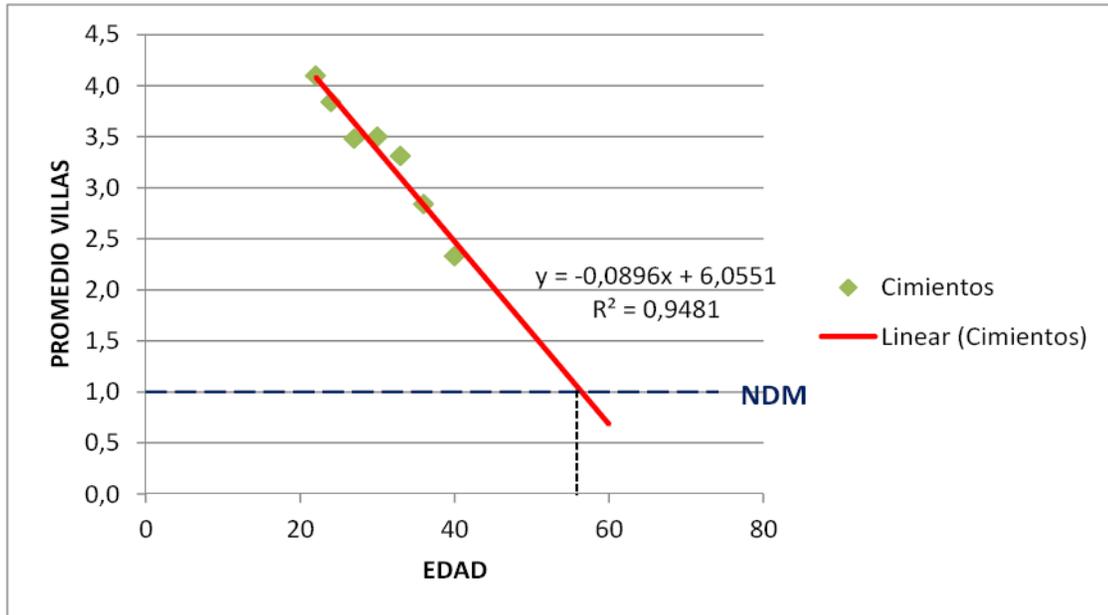


Figura 2. Promedio rubro Cimientos – IPVU

La Figura 2 muestra los puntos promedios de las villas para cada edad considerada. Se observa que la curva es descendente, a menor edad mayor puntaje y viceversa. Se procede de la misma manera para cada rubro y para cada Villa: IPVU (A-G) y CONAVI (I-N).

Utilizando el Nivel Mínimo de Desempeño (NDM; Fuente: Shohet et al., 2003), que corresponde a los criterios mínimos de aceptación para cada rubro de obra, se traza la curva y su intersección con la recta de mínimos cuadrados nos permite obtener la Vida Útil de cada rubro (ver gráfico con la ecuación de la recta de mínimos cuadrados y coeficiente de correlación en la Figura 2)

4.6. Incidencia de rubros.

La incidencia de rubros representa el peso en porcentaje (%) de cada rubro en el presupuesto total de una obra. En este caso, es utilizado para cumplir con uno de los objetivos del trabajo que es ponderar, o sea, cada vida útil de rubros será ponderada de acuerdo a la incidencia de ese rubro. El procedimiento utilizado se puede resumir en los siguientes pasos: 1) Se define el tipo de edificación; 2) Se elabora la planilla de cómputo métrico y presupuesto de la vivienda de similares características a la relevada (área y especificaciones técnicas); 3) Se calcula el porcentaje de incidencia de cada uno de los rubros respecto al costo total. En la Tabla 4 se observa un ejemplo del procedimiento utilizado

Tabla 4. Porcentaje de cada rubro en el presupuesto total de obra

Nº	Rubro	Unidad	P. total	Incidencia
1	Cimientos	gl	4.867.922	6,5%
2	Paredes	gl	13.978.537	18,7%
3	Revoques	gl	5.495.161	7,4%
4	Contrapisos	gl	2.139.227	2,9%
5	Pisos	gl	5.399.148	7,2%
6	Revestimeintos	gl	1.068.408	1,4%
7	Techo	gl	11.041.070	14,8%
8	Maderamen	gl	10.608.087	14,2%
9	Desague cloacal	gl	5.046.137	6,7%
10	Instalaciones de agua	gl	955.611	1,3%
11	Instalaciones electricas	gl	4.822.853	6,5%
12	Camara Septica	gl	1.095.728	1,5%
13	Pozo Absorbente	gl	1.738.975	2,3%
14	Carpinteria metalica	gl	782.849	1,0%
15	Carpinteria de madera	gl	5.721.593	7,7%
Total			74.761.306	100%
Costo unitario (Gs/m2)			679.648	

Referencias: gl: global; P. total: Precio Total

4.7. Vida útil ponderada de las viviendas de interés social.

Una vez determinado la incidencia de cada rubro en el presupuesto total de obra se procede, a: 1) asignar la vida útil estimada a c/u de los rubros; 2) multiplicar la incidencia por la vida estimada de c/ rubro y 3) la sumatoria de todos ellos nos da la Vida Útil Ponderada (ejemplo: si las paredes de mampostería tienen una vida estimada de 50,6 años y su incidencia en el costo total de la obra es 18,9%, la contribución de las paredes a la vida de la edificación es: $50,6 \times 0,189 = 9,5$; ver Tabla 5); la sustentabilidad del método estriba en la elaboración de planillas de obra confiables y ajustadas a la tipología de la vivienda analizada.

Tabla 5. Vida Útil Ponderada de la Vivienda de Interés Social

Nº	Rubro	Vida útil estimada (años)	Incidencia (%)	Vida útil ponderada (años)
1	Cimientos	50,8	6,6%	3,4
2	Paredes	50,6	18,9%	9,5
3	Revoques	38,2	7,5%	2,9
4	Contrapisos	37,2	2,9%	1,1
5	Pisos	40,1	7,2%	2,9
6	Revestimientos	38,5	1,4%	0,5
7	Techo	29,0	14,6%	4,2
8	Maderamen	41,2	14,0%	5,8
9	Desague cloacal	34,7	6,7%	2,3
10	Instalaciones de agua	35,8	1,3%	0,5
11	Instalaciones electricas	29,4	6,4%	1,9
12	Camara Septica	41,8	1,5%	0,6
13	Pozo Absorbente	40,7	2,4%	1,0
14	Carpinteria metalica	36,6	1,1%	0,4
15	Carpinteria de madera	32,5	7,7%	2,5
VIDA UTIL PONDERADA VIVIENDA SOCIAL				39,4

5. VIVIENDAS DE CALIDAD MEDIA

5.1. Vida útil ponderada de las viviendas de calidad media.

El Objetivo y Metodología utilizada es similar a las Viviendas de Interés Social. Se han relevado 42 viviendas; las diferencias encontradas estriban en los rubros de Hormigón Armado y Pinturas, de incidencias importantes en los costos totales de obra, lo que motivó la utilización de otros Trabajos Finales de Grado (TFG) ya realizados con anterioridad. Por ejemplo para el Hormigón Armado se utilizó un TFG que determinó la vida útil de una Edificación del año 1955, de seis niveles, determinando: 1) la constante de carbonatación (k_c); 2) el tiempo de inicio de la corrosión (t_i); 3) el tiempo de propagación de la corrosión (t_p); 4) la vida útil del elemento ($t_L = t_i + t_p$) y 5) la vida útil considerada es el menor de estos valores por c/ nivel y luego el menor de los valores será el definitivo (Fuente: k. Tuutti. Corrosion of Steel in Concrete, 1992; EHE A.9.5.). En la Tabla 6 se observa un ejemplo de los valores de vida útil obtenidos.

Tabla 6. Vida Útil Ponderada de la Vivienda de Calidad Media

Nº	Rubro	Vida útil estimada (años)	Incidencia (%)	Vida útil ponderada (años)
1	Cimientos	62,1	7,2%	4,5
2	Hormigon Armado	84,0	17,9%	15,0
3	Paredes	62,1	13,3%	8,3
4	Revoques	48,4	6,6%	3,2
5	Contrapisos	48,8	1,7%	0,8
6	Pisos	44,5	10,4%	4,6
7	Revestimientos	42,2	1,9%	0,8
8	Techo	38,6	3,0%	1,1
9	Maderamen	46,3	3,6%	1,7
10	Desague cloacal	38,9	3,9%	1,5
11	Instalaciones de agua	38,7	4,8%	1,9
12	Instalaciones electricas	36,9	10,8%	4,0
13	Carpinteria metalica	37,2	4,5%	1,7
14	Carpinteria de madera	36,1	5,2%	1,9
15	Pinturas	10,0	4,9%	0,5
VIDA UTIL PONDERADA VIVIENDA 2 NIVELES 400m2				51,6

6. VIVIENDAS DE CALIDAD ALTA

6.1. Vida útil ponderada de las viviendas de calidad alta.

El objetivo es hallar la vida útil de cada rubro de obra y la vida útil ponderada de las viviendas de Calidad Alta. La Metodología utilizada fue el Método de los Factores (Fuente: ISO 15686, parte 1, 2000), muy utilizado a partir del año 2000, y que se ajusta mejor a las tipologías y especificaciones de las viviendas de calidad alta. La Vida de Servicio Estimada (*VSE*) de un material o componente se calcula basándose en la Vida de Servicio de Referencia (*VSR*) y una serie de factores, *A-G*, combinándolos de la siguiente forma: $VSE = VSR \times A \times B \times C \times D \times E \times F \times G$ (1), donde los factores representan la calidad de los materiales (*A*), el nivel de diseño (*B*), la mano de obra (*C*), el ambiente interior (*D*), el ambiente exterior (*E*), las condiciones de uso (*F*) y el nivel de mantenimiento (*G*)

Para nuestro trabajo hemos adoptado los Factores *A*, *C* y *G*, por ser los factores que más se ajustan a las tipologías encontradas en el Paraguay. Los factores aplicados oscilan entre 0,80 y 1,20. En la Tabla 7, observamos los valores encontrados, partiendo de los valores obtenidos en las Viviendas de Calidad Media. En la Tabla 8, observamos un ejemplo de la Vida Útil Ponderada de las Viviendas de Calidad Alta.

Tabla 7. Vida Útil de cada rubro de la Vivienda de Calidad Alta

Nº	Rubro	Vida util clase media (años)	Factor A: Calidad meterial / control	Factor C: Calidad Mano Obra	Factor G: Nivel mantenimiento	Vida util clase Alta (años)
1	Cimientos	62,1	1,05	1,05	1,00	68,4
2	Hormigon Armado	84,0	1,06	1,06	1,04	98,2
3	Paredes	62,1	1,05	1,03	1,03	69,2
4	Revoques	48,4	1,00	1,03	1,03	51,3
5	Contrapisos	48,8	1,00	1,00	1,03	51,8
6	Pisos	44,5	1,05	1,00	1,05	49,0
7	Revestimientos	42,2	1,05	1,05	1,05	46,5
8	Techo	38,6	1,05	1,05	1,05	44,7
9	Maderamen	46,3	1,00	1,05	1,03	50,1
10	Desague cloacal	38,9	1,05	1,05	1,06	45,4
11	Instalaciones de agua	38,7	1,05	1,05	1,06	45,2
12	Instañaciones electricas	36,9	1,10	1,05	1,10	46,9
13	Carpinteria metalica	37,2	1,03	1,10	1,03	43,5
14	Carpinteria de madera	36,1	1,05	1,10	1,03	42,9
15	Pinturas	10,0	1,05	1,05	1,05	11,6

Tabla 8. Vida Útil Ponderada de la Vivienda de Calidad Alta

Nº	Rubro	Vida util estimada (años)	Incidencia (%)	Vida util ponderada (años)
1	Cimientos	68,4	8,0%	5,5
2	Hormigon Armado	98,2	17,7%	17,4
3	Paredes	69,2	6,1%	4,2
4	Revoques	51,3	7,0%	3,6
5	Contrapisos	51,8	1,3%	0,7
6	Pisos	49,0	9,8%	4,8
7	Revestimientos	46,5	2,9%	1,4
8	Techo	44,7	4,6%	2,0
9	Maderamen	50,1	5,5%	2,8
10	Desague cloacal	45,4	4,4%	2,0
11	Instalaciones de agua	45,2	4,7%	2,1
12	Instañaciones electricas	46,9	9,0%	4,2
13	Carpinteria metalica	43,5	6,1%	2,6
14	Carpinteria de madera	42,9	6,7%	2,9
15	Pinturas	11,6	6,3%	0,7
VIDA UTIL PONDERADA VIVIENDA CALIDAD ALTA 800m2				56,9

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Los resultados que se han obtenido en el análisis de los diferentes tipos de viviendas en el Paraguay, demuestran que existen algunos rubros de obra que influyen más que otros en la apreciación de la vida útil de edificaciones. A través del método expuesto, los profesionales serán capaces de aplicar la ponderación de vida útil, desde el inicio de un anteproyecto, de manera a conocer de antemano los factores que afectan en mayor medida a la predicción de la vida útil. Se ve claramente que los rubros de Cimientos (5 a 7%), Hormigón Armado (16 a 17%) y Paredes (15 a 18%) con vidas útiles altas, influyen de manera sensible en el total, y con ello se puede deducir que deben ser tomados con especial atención en el concepto de calidad de obra, de manera a proporcionar el mayor tiempo posible de vida bajo un cierto estado de uso y conservación preventivo.

El presente trabajo permite demostrar que las vidas útiles de las viviendas de interés social se sitúan entre 35 y 43 años. Las Viviendas de Calidad Media, que son las de mayor cantidad existente en el país se sitúan entre 45 y 52 años; este incremento es debido principalmente al tipo de mantenimiento utilizado. En tanto que en las Viviendas de Calidad Alta los valores hallados se encuentran alrededor de los 57 años; estos resultados son muy indicativos, puesto que los materiales utilizados son de primera calidad, los controles de obras y los mantenimientos son de un nivel elevado.

8. AGRADECIMIENTOS

Los autores desean agradecer a todas las personas que han permitido nuestra presencia en este Congreso CONPAT 2013, fundamentalmente a la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Asunción.

9. BIBLIOGRAFÍA

- Abunahman S. A. (2005), *Curso Básico de Ingeniería Legal y de Tasaciones*. 1ª Edición en Castellano. pp: 316. ISBN 980-12-1079-6
CONPAT 2005. Volúmenes I y II.
- Da Silva T. J. (2002), *Predicción de la Vida Útil y Residual de las Construcciones*. Universidad Federativa de Uberlândia.
- Garrido M. A. J. (2010), *Previsión de la Vida útil de Pinturas de Fachadas de Edificios Antiguos*. Universidad Técnica de Lisboa.
- González Mora R. (2006), *Vida Útil Ponderada de Edificaciones*. Costa Rica.
- Hovde P. J. (2005), *The Factor Method – a simple tool to service life estimation*. Norwegian University of Science and Technology.
- Normas Internacionales de Valuación. Octava Edición. 2007. Asociación Profesional de Sociedades de Valoración de España (ATASA), Unión Panamericana de Asociaciones de Valuación (UPAV). pp: 405. ISBN 978-84-613-5685-0
- Núñez Scarpellini J. A. (2009), *Manual Técnico Orientativo*. Paraguay.
- Pérez L. (2010), *Vida Útil Residual de Estructuras de Hormigón Armado afectadas por corrosión*. Universidad Politécnica de Madrid. Madrid.