

CONCRETO LATINOAMÉRICA

VOLUMEN VI | NÚMERO 5 | MAYO 2025

Premios 2024 al Cemento de Escoria en el Concreto Sostenible

Catorce proyectos reconocidos por el uso excepcional de
cemento de escoria en la construcción con concreto

El presente número de la Revista Digital Concreto Latinoamérica es un esfuerzo de los Capítulos o Secciones del American Concrete Institute (ACI) en Latinoamérica, para poner al alcance de sus miembros y afiliados los contenidos que el ACI International publica en su revista Concrete International en inglés.

Representantes de los Capítulos ACI de Latinoamérica:

Argentina

Dr. Raúl Bertero

Colombia

Dra. Nancy Torres Castellanos
Dr. Fabián Augusto Lamus Báez

Costa Rica

Ing. Minor Murillo Chacón

Ecuador Centro y Sur

Ing. MSc. Santiago Vélez Guayasamín

Guatemala

Ing. Xiomara Sapón Roldán
Ing. Luis Álvarez Valencia

México Noreste

Dr. Alejandro Durán Herrera

México Noroeste

Ing. Raúl Alvarado Barbachano

México Centro y Sur

Ing. José Alfredo Rodríguez Campos

México Sureste

Mtro. Josseph Eli Mandujano Zavala

República Dominicana

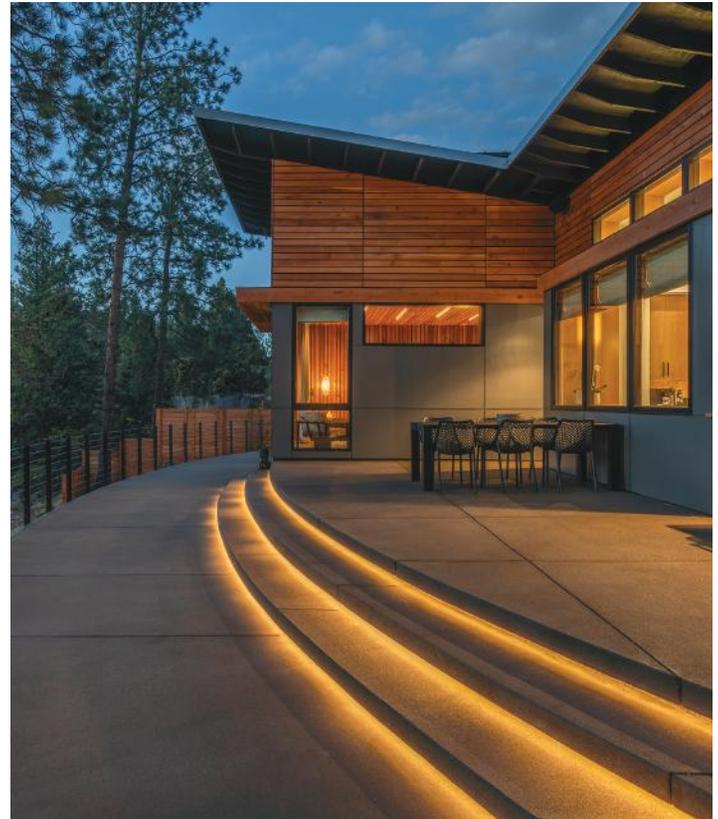
Ing. Piero Roberto Caputo Rodríguez

Perú

Ing. Julio Antonio Higashi Luy

Puerto Rico

Ing. Anabel N. Merejildo



Premio 2024 al Cemento de Escoria en Concreto Sostenible – Categoría Arquitectura: River Sol Ubicado en Oregón, EE. UU., el proyecto River Sol destaca por su bajo impacto ambiental y el uso significativo de cemento de escoria (hasta 70%) en cimientos, muros y losas. Su diseño incluye un piso interior de concreto pulido, un muro curvo de 23 m de radio y un patio de múltiples niveles con mezcla de agregado expuesto.

Los contenidos de los artículos corresponden a la traducción del inglés al español realizada por los Capítulos del ACI en Latinoamérica, y fueron originalmente publicados en la revista Concrete International correspondiente al mes de Mayo de 2025. El Instituto no se hace responsable por las declaraciones u opiniones expresadas en sus publicaciones. Las publicaciones del Instituto no pueden ni pretenden suplantar el entrenamiento técnico individual, responsabilidad o juicio del usuario o de quien provee y presenta la información. Con el propósito de difundir el conocimiento técnico del concreto, se autoriza la difusión de la presente edición a los Capítulos del ACI de habla hispana entre su membresía y grupos de interés, sin embargo, será necesaria la autorización del American Concrete Institute para reproducir total o parcialmente los contenidos de este número salvo que se hagan para uso personal o académico y sin fines comerciales. Todos los materiales originales en inglés, y contenidos en este número de Concreto Latinoamérica en español, están protegidos por las leyes de Derechos de autor y propiedad industrial, tanto nacionales como internacionales.

COMITÉ EDITORIAL

Cualquier asunto relacionado con la publicación contactarse a :
Correo: concretolatam@gmail.com
Tel: +52 81 2146 4907

Presidente del Comité Editorial:

Dr. Alejandro Durán Herrera
Presidente de la Sección Noreste de México del ACI (2024-2026)

Editor en Jefe:

Ing. José Lozano y Ruy Sánchez

Editores Asociados:

Dr. Lucio Guillermo López Yépez
Dra. Margareth Josefina Dugarte Coll
Dr. Francisco René Vázquez Leal

Asesor Técnico:

Dr. Alejandro Durán Herrera

Traducción:

Lic. Iliana M. Garza Gutiérrez

Comité de Artículos Originales

Ing. Xiomara Sapón Roldán
Ing. Thyssen Won Chang

Revisión Editorial:

Lic. Iliana M. Garza Gutiérrez

Administración y Logística:

Lic. Ana Durán Herrera

Dirección Creativa:

MDG. Rosa Otilia Armendariz Solís

Diseño Gráfico:

LDI. Hannia Annett Molina Frías
LDG. Anakaren Lozano González

"Agradecemos el apoyo a la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Autónoma de Nuevo León por su colaboración en el diseño editorial de la revista".

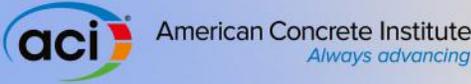
Diseño Editorial: Comunicación e Imagen Institucional FIC-UANL

REVISORES EDITORIALES

En este número, el Comité Editorial agradece la colaboración como Revisores Editoriales a:

Lic. Ana Durán Herrera
Lic. Iliana M. Garza Gutiérrez

Dra. Margareth Josefina Dugarte Coll
Dr. Francisco René Vázquez Leal



¡Únete hoy!

Conoce tu capítulo local ACI
300+ Capítulos profesionales y estudiantiles
www.concrete.org



CONTENIDO

1 | Directivos y miembros de la Junta Directiva ACI para 2025-2026

Juenger para Presidente, Sherman para Vicepresidente, y cuatro Directores

5 | Experiencias sobre garantía de la durabilidad del diseño en proyectos de infraestructuras en Australia

Por Warren Green, David McDonald, John Kwong y Christopher Lim

2 | Destacado del presidente del ACI: María Juenger

De investigadora universitaria a presidenta del ACI

6 | Más allá del Cálculo de las deflexiones con ACI 318-19, Parte 4

Ejemplo de cálculo de deflexiones - Losa Continua
Por Peter H. Bischoff

3 | Impacto del tipo de refuerzo en el control de las fisuras por contracción por secado del concreto sometido a restricción

Por Emmanuel K. Attiogbe

7 | Preguntas y Respuestas. Diseñar para la Vida Útil

4 | Premios 2024 al Cemento de Escoria en el Concreto Sostenible

Catorce proyectos reconocidos por el uso excepcional de cemento de escoria en la construcción con concreto

CONVOCATORIA

CONCRETO LATINOAMÉRICA

¿Publicar tus artículos de investigación
y casos de estudio en nuestra revista?
¡Es muy fácil!

*Descarga la Guía
de Publicación*



¡Escanea para
conocer los
requisitos!

*Llena la Carta
de Solicitud*



¡Escanea para
completar tus
datos!

Una vez lista tu solicitud, fírmala y envíala a la Revista Concreto Latinoamérica a través del correo concretolatam@gmail.com

Tu solicitud y artículo serán evaluados para su publicación.

Directivos y miembros de la Junta Directiva ACI para 2025-2026

Juenger para Presidente, Sherman para Vicepresidente, y cuatro Directores

Según lo elegido por los miembros del ACI, **Maria Juenger**, FACI, Profesora y Ernest Cockrell, Jr. Centennial Chair en ingeniería #2 en el Departamento Fariborz Maseeh de Ingeniería civil, arquitectónica y ambiental en la Universidad de Texas en Austin, TX, EE. UU., se desempeñará como Presidente del ACI en el periodo 2025-2026. Juenger sucede a **Michael J. Paul**, FACI, Ingeniero Estructural Principal, Larsen & Landis, Inc., con sede en Filadelfia, PA, EE. UU. El mandato de un año de Paul como presidente del ACI y el mandato de dos años de Juenger como vicepresidente del ACI finalizaron con la reunión de primavera de 2025 de la Junta Directiva del ACI.

Matthew R. Sherman, FACI, Senior Principal, Simpson Gumpertz & Heger (SGH), Waltham, MA, EE. UU., ha sido elegido vicepresidente de ACI. Ocupa el puesto vacante que anteriormente administraba Juenger, y así comenzó su mandato de 2 años como vicepresidente, marcado por el término de la reunión de primavera de 2025 de la Junta Directiva del ACI.

Scott M. Anderson, FACI, Keystone Structural Concrete, Houston, TX, es el otro vicepresidente actual. Su periodo de 2 años comenzó al concluir la Convención del ACI - primavera 2024 y termina a la conclusión de la Convención del ACI - primavera 2026.

Cuatro miembros han sido elegidos para servir en la Junta Directiva del ACI, cada uno por un mandato de 3 años que inició al concluir la reunión de la Junta Directiva del ACI - primavera 2025. Ellos son:

- **Michael Ahern**, Director, Pivot Engineers (Pivot), Austin, TX;
- **Mary Beth Deisz Hueste**, FACI, Truman R. Jones, Jr. '43, Profesora del Departamento Zachry de Ingeniería Civil y ambiental de la Universidad A&M de Texas, College Station, TX;
- **Kimberly Waggle Kramer**, FACI, Presidenta de Ciencia de la Construcción en G.E. Johnson y Profesora de la Kansas State University, Manhattan, KS, EE. UU.; y

- **Xiomara Sapón-Roldán**, Mánager de Conocimiento y Calidad, Instituto del Cemento y del Concreto de Guatemala, Guatemala.

Las personas cuyos periodos expiran después de 3 años son: **Robert C. Lewis**, FACI, Director Técnico de Marketing, Ferroglobe PLC, Reading, Reino Unido; **Anton K. Schindler**, FACI, Director del Highway Research Center y profesor de Mountain Spirit, Universidad de Auburn, Auburn, AL, EE.UU.; **Matthew R. Sherman**, FACI, Senior Principal, Simpson Gumpertz & Heger, Waltham, MA; y **Lawrence L. Sutter**, FACI, Profesor Emérito y Profesor de Investigación, Michigan Technological University, Houghton, MI, EE.UU.

Los miembros de la Junta del ACI que continuarán prestando sus servicios durante 2025-2026 son: **Corina-Maria Aldea**, FACI, Ingeniera Principal de Materiales, WSP Canada Inc., Burlington, ON, Canadá; **Oscar R. Antommattei**, FACI, Ingeniero Jefe de Concreto, Kiewit Engineering Group Inc, Lone Tree, CO, USA; **Peter Barlow**, FACI, Consultor Principal, Barlow Consulting, Seattle, WA, USA; **Arturo Gaytan Covarrubias**, FACI, Mánager de Innovación y Sostenibilidad, Ready Mixed, CEMEX México, Ciudad de México, Mexico; **James H. Hanson**, FACI, Jefe del Departamento de Ingeniería Civil y ambiental y Profesor, Rose-Hulman Institute of Technology, Terre Haute, IN, EE.UU.; **Carol Hayek**, FACI, Directora de Tecnología, CCL, Jessup, MD, EE.UU.; **Werner K. Hellmer**, FACI, Subdirector, Departamento de Construcción de Clark County, Las Vegas, NV, EE.UU.; y **Enrique Pasquel**, Miembro Honorario de ACI, Fundador y Presidente de Pasquel Consultores y Control Mix Express, Lima, Perú.

Concluido el mandato de Paul como presidente del ACI, asume automáticamente un puesto en la Junta Directiva del ACI como miembro expresidente. De este modo, sustituye a **Cary S. Kopczyński**, presidente del ACI en 2021-2022, que dejará de ser uno de los tres expresidentes del ACI que forman parte de la Junta Directiva. Paul se desempeñará junto a **Charles K. Nmai**, presidente del ACI en 2022-2023, y **Antonio Nanni**, Presidente del ACI en 2023-2024, tal y como estipulan los Estatutos del Instituto.

Los nuevos directivos y miembros de la Junta Directiva del ACI en 2025-2026 son:

Presidente



Maria Juenger, FACI, es profesora y directora Ernest Cockrell, Jr. Centennial en ingeniería #2 del Departamento Fariborz Maseeh de Ingeniería Civil, arquitectónica y ambiental de la University of Texas en Austin, Austin, TX. Las actividades de docencia e investigación de Juenger se centran en los materiales utilizados en ingeniería civil. Examina principalmente procesos químicos en materiales a base de cemento, como la formación de fases en la clinkerización del cemento, la química de la hidratación del cemento y de materiales cementicios suplementarios (MCS) y los procesos de deterioro químico del concreto. Sus investigaciones actuales se centran en la interacción entre materiales a base de cemento y el medio ambiente. Este trabajo abarca el desarrollo y la caracterización de sistemas cementicios con menores huellas de bióxido de carbono y energía, así como la capacidad de los materiales cementicios para producir o eliminar contaminantes transportados por el aire o el agua.

Juenger es miembro del American Concrete Institute (ACI) y de la American Ceramic Society (ACerS). Participa activamente en numerosos comités del ACI y ha sido reconocida por su labor en investigación, docencia y servicio con diversos galardones, entre ellos: el Walter P. Moore, Jr. Faculty Achievement Award (2009), el Young Member Award for Professional Achievement (2010), la Wason Medal for Materials Research (2011), el Delmar L. Bloem Distinguished Service Award (2018) y el Concrete Sustainability Award (2020). También fue distinguida con el Faculty Early CAREER Award de la National Science Foundation y, en 2024, se desempeñó como Conferencista Della Roy de la División de Cementos de ACerS. Además, integra los consejos editoriales de Cement and Concrete Research y Cement and Concrete Composites.

Juenger es graduada en Química de la Universidad Duke de Durham (Carolina del Norte, EE.UU.) y recibió su PhD en Ciencia e Ingeniería de Materiales de la Universidad Northwestern en Evanston (Illinois, EE.UU.). Tras completar su doctorado, fue investigadora postdoctoral en ingeniería civil en la Universidad de California, Berkeley, CA, EE. UU., antes de llegar a la Universidad de Texas en Austin.

Presidentes de los Comités Directivos

Las siguientes personas actuarán como presidentes de los Comités Directivos de la Junta de ACI.

Mark A. Cheek, FACI, Comité de Programas de Certificación

Jonathan M. Kuell, Comité de Actividades de Capítulos

David G. Tepke, FACI, Comité de Promoción y Divulgación de Códigos y Normas

Antonio Nanni, FACI, Comité de Nominaciones

Chad B. Hensley, Comité de Enlace de la Construcción

Kimberly Waggle Kramer, FACI, Comité de Actividades Educativas

Scott M. Anderson, FACI, Comité Asesor Financiero

Cary S. Kopczynski, FACI, Comité de Honores y Premios

Julissa Hidalgo, Comité de Ponentes Internacionales

Shiho Kawashima, Comité Editorial de la revista ACI Materials Journal

Matthew R. Sherman, FACI, Comité de Membresía

Jeffrey W. Coleman, FACI, Comité de Normas
Michael E. Kreger, FACI, Comité Editorial de la revista ACI Structural Journal

Elissa Narro Aguirre, Comité de actividades para estudiantes y jóvenes profesionales

Carl J. Larosche, FACI, Comité de actividades técnicas

Vicepresidente

Matthew R. Sherman, FACI, es Senior Principal de Simpson Gumpertz & Heger (SGH), una empresa de ingeniería con más de 25 años de experiencia en consultoría y obras civiles de gran escala en todo Estados Unidos.



Sherman se ha especializado en concreto y materiales de construcción a lo largo de toda su carrera en consultoría y construcción. En SGH, apoya proyectos relacionados con materiales y construcción en toda la empresa. Su trabajo incluye la evaluación de estructuras existentes; la valoración y evaluación de materiales de concreto, corrosión y reacción álcali-sílice (RAS); la evaluación y reparación de estructuras especializadas, como estadios, pistas de patinaje y piscinas; el diseño y evaluación de recubrimientos y revestimientos adheridos; y la

evaluación y apoyo a operaciones de construcción. En SGH ha dirigido proyectos notables, como la restauración del estadio de la Universidad de Notre Dame, el diseño de reparaciones tipo recubrimientos y la investigación de problemas de desempeño del concreto. Antes de incorporarse a SGH, fue ingeniero de proyectos en J.F. White, donde supervisó el apuntalamiento de la estructura elevada existente en el North End de Boston para el contrato C15A1 durante la ejecución del proyecto "Big Dig".

Sherman es miembro del American Concrete Institute (ACI) y del Instituto Internacional de Reparación del Concreto (ICRI). Participa en comités del ACI desde 2010 y actualmente preside el Comité de Miembros, además de formar parte de la Junta Directiva, el Comité de Nominación de Fellows y los comités 201 (Durabilidad del Concreto), 228 (Ensayos no destructivos sobre el Concreto) y 349 (Estructuras Nucleares de Concreto). También integra el Grupo de Trabajo del Comité Ejecutivo Outlook 2040 y ha presidido el Comité de Actividades Financieras. En el ICRI, Sherman mantiene una participación activa, siendo miembro de varios comités y presidente del Comité de Actividades Técnicas.

Sherman obtuvo su título universitario en Ingeniería Civil de la Universidad de Cornell, Ithaca, NY, EE.UU., en 1991, y recibió su MS en Ingeniería Civil (estructural) de la Universidad de Texas en Austin, Austin, TX, en 1993. Es ingeniero profesional autorizado en varios estados y en dos provincias canadienses.

Junta Directiva

Michael Ahern es director en Pivot Engineers (Pivot) en Austin, Texas. Pivot es una empresa de ingeniería estructural que se dedica a la investigación, los ensayos no destructivos, la consultoría y el diseño de reparaciones y reforzamientos en proyectos de todo el país, para contratistas, ingenieros, abogados, propietarios y otros clientes.



Ahern comenzó su carrera en el diseño estructural trabajando en varios proyectos, incluidos estadios, hospitales e instalaciones gubernamentales. Sus responsabilidades incluían tanto el diseño como la gestión en construcción. Durante este tiempo, pasó 16 meses como ingeniero estructural de obra en la ampliación del estadio de fútbol de la Universidad de Texas en Austin. Esta experiencia práctica llevó a Ahern a pasar del diseño a la ingeniería forense, y a centrarse en estructuras existentes y en construcción. Dos proyectos de reparación que ayudó a dirigir recibieron premios del Instituto

Internacional de Reparación del Concreto (ICRI): Courthouse Square Complex, en Salem (Oregon, EE. UU.), que obtuvo un Premio a la excelencia, y The Austonian, en Austin (Texas), recibió el Premio al proyecto del año y un Premio a la excelencia.

El proyecto The Austonian también recibió un Premio a la excelencia del ACI.

Ahern se incorporó al ACI en 2010. Es miembro y expresidente del Comité Conjunto ACI-ASCC 117; Tolerancias, y miembro del Subcomité ACI 318-A, General, Concreto y Construcción. También fue Presidente del Comité Asesor Financiero del ACI. Además del ACI, ha formado parte del Comité de Asesoría Externa del Departamento de Ingeniería Civil, arquitectónica y ambiental de la Universidad de Texas en Austin y ha sido Presidente, Vicepresidente y Secretario de la Asociación de Ingenieros Estructurales de Austin, Texas (SEAoT).

Se graduó con honores en Ingeniería Civil de la Universidad de Florida (Gainesville, FL, EE. UU.) y obtuvo su máster en Ingeniería estructural, así como su MBA, de la Universidad de Texas en Austin. Es ingeniero profesional autorizado en Texas y otros estados.

Mary Beth Deisz Hueste, FACI, es Profesora Truman R. Jones, Jr. '43 del Departamento Zachry de Ingeniería Civil y ambiental de la Universidad A&M de Texas, ubicada en College Station, TX.



Hueste realiza investigaciones para promover las infraestructuras resilientes, incluyendo el desarrollo de nuevos enfoques de diseño y la aplicación de materiales innovadores para mejorar la vida útil, el desempeño estructural y la seguridad del entorno construido. Sus investigaciones incluyen el diseño sismorresistente de edificaciones en concreto, el diseño sísmico basado en desempeño, el diseño y la evaluación de puentes de concreto presforzado y la valoración de infraestructura envejecida.

Hueste es también pertenece a ACI. Es miembro del Comité Editorial de la revista ACI Structural Journal, así como de los comités ACI 318, Código de construcción de concreto estructural, y 374, Diseño sísmico basado en desempeño de edificios de concreto; y del comité conjunto ACI-ASCE 352, Juntas y conexiones en estructuras monolíticas de concreto. Ha formado parte de otros comités del ACI, como el Comité de Actividades Técnicas y el Comité de Actividades Educativas. En 2016 recibió el Premio ACI Delmar L. Bloem Distinguished Service Award, en 2021 el Premio ACI Joe W. Kelly, y en 2022 el Premio Professor Achievement Award del Capítulo

de Houston del ACI.

Hueste también es miembro de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE), el Instituto de Investigación de Ingeniería Sísmica (EERI), la Asociación Internacional de Ingenieros de Puentes y Estructuras (IABSE), el Instituto de Concreto Prefabricado/Presforzado (PCI) y la Asociación de Ingenieros Estructurales de Texas (SEAoT).

Hueste es ingeniera profesional licenciada en Kansas y Texas y trabajó como ingeniera de estructuras antes de completar sus estudios de posgrado. En la Universidad A&M de Texas imparte cursos de pregrado y posgrado en ingeniería estructural, enfocándose en el diseño de concreto estructural para sistemas presforzados y no presforzados, así como un curso dedicado a proyectos de diseño de edificios.

Hueste obtuvo su título de la North Dakota State University, Fargo, ND, EE. UU.; su MS en University of Kansas, Lawrence, KS; y su PhD en University of Michigan, Ann Arbor, MI, todos ellos en ingeniería civil.

Kimberly Waggle Kramer,

FACI, es Presidenta de Ciencia de la Construcción en G.E. Johnson y Profesora de la Kansas State University en Manhattan, KS, donde su labor docente se centra en el diseño estructural y la construcción en concreto. Su experiencia abarca la participación en temas técnicos, de consultoría, ciencia y academia en diversas áreas de la ingeniería estructural y la construcción.



Antes de su carrera académica, su carrera en ingeniería estructural comenzó en 1989 trabajando para Leo A. Daly, y progresó en HTB, Carter-Burgess y GideonToal como Directora de Ingeniería Estructural. En este camino trabajó en diversos proyectos galardonados a escala nacional e internacional. Además, Kramer fue copropietaria de Contractor's Engineer, Inc., una empresa de encofrados a medida. La experiencia de Kramer incluye la renovación, restauración y diseño estructural de proyectos comerciales, institucionales, industriales, federales, de aviación y recreativos.

Kramer es Presidenta del Comité de Actividades Educativas del ACI y del Comité 551 y Construcción Tilt-Up en Concreto. También es Presidenta de la Junta de Profesiones Técnicas de Kansas, nombrada por la Gobernadora Laura Kelly. Ha sido Presidenta de los Comités ACI E702, Diseño de Estructuras de Concreto, y 124, Estética del Concreto; y del Subcomité 130-G, Educación. A lo largo de los años, Kramer ha prestado sus servicios al ACI en diversas

funciones, como la elaboración de documentos, la organización de sesiones técnicas, la edición de publicaciones de simposios, la revisión como par de publicaciones del ACI y la presentación de ponencias en sesiones técnicas. Ha sido jurado en varios concursos del ACI también ha formado parte de los comités de educación y premios de publicación de ACI.

Es una profesora galardonada y asesora de la facultad. Kramer recibió en 2024 el Premio al Educador Destacado del Instituto de Ingeniería Arquitectónica de la Sociedad Americana de Ingeniería Civil (ASCE AEI), en 2022 recibió el Premio ACI a la Educación, también en 2022 el Premio Snell a la excelencia en la enseñanza en pregrado de Kansas State University (KSU), en 2021 el Premio ACI a la Sostenibilidad, en 2017 el Premio Memorial Myers-Alford a la Enseñanza de la KSU, y en 2015 el Scholer Faculty Award de la KSU. Además, como profesora consejera de numerosos equipos de competición de estudiantes, los equipos han ganado múltiples concursos internacionales ASCE AEI de diseño estudiantil, así como varios premios de concursos de construcción del ACI, además del premio del concurso de proyectos de concreto del ACI, el premio del reporte de sostenibilidad del concurso de concreto permeable ACI y el concurso de ética NSPE Milton F. Lunch.

Kramer recibió su título en Ingeniería Arquitectónica de la KSU, obtuvo su MS en Ingeniería Civil en la University of Texas en Arlington, y un título de doctorado en Ingeniería Civil de la KSU. Es ingeniera profesional e ingeniera estructural licenciada en 13 estados.

Xiomara Sapón-Roldán es Mánager de Conocimiento y Calidad del Instituto del Cemento y del Concreto de Guatemala en Guatemala. Se unió al Capítulo del ACI Guatemala en 2008, donde se desempeñó como Secretaria entre 2014 y 2022, y desde 2022 se ha desempeñado como Vicepresidenta. Participó activamente en el establecimiento del primer capítulo estudiantil de ACI en Guatemala, y después de iniciar este capítulo en 2010 y hasta la actualidad, sigue prestando su servicio como enlace entre el Capítulo de ACI Guatemala y 26 capítulos estudiantiles que funcionan actualmente en Guatemala.



Sapón-Roldán se unió en 2007 al grupo local patrocinador de certificación ACI en Guatemala, y en 2014 se convirtió en su líder. Estuvo involucrada con el Grupo de Trabajo Voluntario local en el desarrollo

de materiales en español para tres programas de Certificación ACI y su implementación en Guatemala: Técnico en pruebas de resistencia del concreto; Técnico en pruebas sobre los agregados - Nivel 1; e Inspector (supervisor) especial en construcción en concreto. Desde 2012 también se ha desempeñado como examinadora principal de los programas de certificación Técnico en pruebas de campo sobre el concreto-Grado I, Técnico en pruebas de resistencia del concreto, Técnico en pruebas de laboratorio del concreto-Nivel 2, Técnico en pruebas sobre los agregados-Nivel 1 y 2, y Técnico en pruebas sobre las bases de agregados. En 2015, fue avalada como Examinadora para el programa de certificación de Técnico en acabado de superficies planas de concreto.

Es Presidenta del Subcomité 13-1, Certificación Internacional, y es miembro del Comité Asesor Internacional del ACI y de los Comités 130, Sostenibilidad del concreto; C602, Comité de supervisión de programas de certificación de normas internacionales; y del Comité de actividades educativas.

Su participación local e internacional también incluye el ASTM International, la Comisión Guatemalteca de Normas (COGUANOR), el Capítulo de Guatemala de ALCONPAT (Asociación latinoamericana de control de calidad, patología y recuperación de la construcción), la Comisión de Construcción del Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología de Guatemala, la Federación iberoamericana del hormigón premezclado (FIHP) y los Comités de Vivienda y Sostenibilidad de la Federación Interamericana del Cemento (FICEM).

Sapón-Roldán recibió el Premio a la Certificación ACI 2021 y el Premio a las Actividades de Capítulo ACI 2016. Obtuvo su título de ingeniera civil en la Universidad de San Carlos, Ciudad de Guatemala, Guatemala, y su maestría en ingeniería y gestión industrial en la Universidad Rafael Landívar, Ciudad de Guatemala, Guatemala. También cursó estudios de estrategia organizativa en el Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA.

Comité de Nominaciones

Tres miembros del ACI han sido elegidos para formar parte del Comité de Nominaciones de 2025. Ellos son:

- **Christopher C. Ferraro**, FACI, University of Florida, Gainesville, FL, EE. UU.;
- **Maria Kaszyńska**, FACI, West Pomeranian University of Technology, Szczecin, Polonia; y
- **David G. Tepke**, FACI, SKA Consulting Engineers, Inc., Charleston, SC, EE. UU.

Estas personas, junto con el Presidente de hace dos años Antonio Nanni, el Presidente de hace un año **Michael J. Paul**, la Presidenta **Maria Juenger** y el Vicepresidente **Scott M. Anderson**, conformarán un Comité de Nominaciones de siete miembros. En su calidad de Presidente de hace dos años, Nanni ocupará la presidencia de este grupo. El Comité de Nominaciones comenzó sus deliberaciones al término de la reunión de primavera de 2025 de la Junta Directiva de ACI.

Este nuevo comité nominará a los directivos del Instituto para los mandatos que comenzarán al término de la Convención del Concreto de ACI - Primavera 2026. Elegido anualmente, el Comité de Nominaciones presenta recomendaciones para estos cargos: Presidente, mandato de 1 año; un Vicepresidente, mandato de 2 años; cuatro miembros de la Junta Directiva, cada uno con un mandato de 3 años; y 10 candidatos para el Comité de Nominaciones.

Título original en inglés:
ACI Officers and Board of
Direction Members for
2025-2026.
Juenger for President,
Sherman for Vice President,
and four Directors

**La traducción de este artículo
correspondió al Capítulo Colombia**



Traductor:
**Kevin Andrés Tami
Torres**



Revisora Técnica:
**PhD. Nancy Torres
Castellanos**

02

Destacado del presidente del ACI: María Juenger

De investigadora universitaria a presidenta del ACI

María Juenger, FACI, asumió su cargo como la 102.^a Presidenta de ACI al concluir la Convención de Concreto del ACI – Primavera 2025 en Toronto, ON, Canadá. Juenger es Profesora y Titular de la Cátedra Centennial Ernest Cockrell Jr. #2 en Ingeniería del Departamento de Ingeniería Civil, Arquitectónica y Ambiental Fariborz Maseeh de la Universidad de Texas en Austin (UT Austin), Austin, TX, EE. UU. Sus labores docentes y de investigación se centran en los materiales utilizados en aplicaciones de ingeniería civil. Principalmente examina cuestiones químicas en materiales a base de cemento, incluida la formación de fases en clínker de cemento, la hidratación de cementos y materiales cementantes suplementarios (SCM, por sus siglas en inglés) y los procesos de deterioro químico en el concreto.

Primeros Proyectos de Investigación

Juenger inició su trayectoria académica en la Universidad de Duke en Durham, NC, EE. UU., donde obtuvo su licenciatura en Química y Español. Durante su primer año, un compañero de clase le mostró un anuncio en el periódico que ofrecía alquiler gratuito de un apartamento a cambio de participar en proyectos de investigación. Juenger se inscribió en el programa y seleccionó investigación en farmacología, por ser el área más cercana a la química.

“No sabía que eso básicamente significaba investigación con animales”, dijo Juenger. “Aprendí que no quería trabajar con ratas, pero que sí me gusta la investigación y su proceso. Me agradan las personas en los laboratorios, y eso fue lo positivo para mí”.

Pasó el siguiente verano trabajando en un laboratorio de química orgánica en la Universidad de Arizona en Tucson, AZ, EE. UU., relacionado con química de materiales, ya que en ese momento sabía que quería estudiar materiales. Esa experiencia reforzó su amor por la investigación, pero aún no

estaba segura de haber encontrado el campo correcto. “No estaba segura de querer lidiar con química orgánica”, comentó Juenger sobre esa etapa.

Primer Contacto con el ACI

Juenger continuó su búsqueda de su pasión al ingresar a la escuela de posgrado en la Universidad Northwestern, Evanston, IL, EE. UU., donde estudió bajo la dirección del profesor Hamlin Jennings. Con su formación en química y ciencia de materiales, Juenger describió su trabajo: “Nunca toqué un agregado, y todo lo que hice fue en escalas de 5 a 20 gramos, cosas muy pequeñas”.

En esa época, la Universidad Northwestern albergaba el Centro de Materiales Cementicios Avanzados (ACBM) de la NSF, un consorcio de investigación fundado por el Miembro Honorario del ACI Surendra Shah. El centro reunía a investigadores con habilidades diversas, incluyendo ingeniería civil, ciencia de materiales, geología, física y química, de múltiples universidades y el NIST. “Él atrajo a personas no tradicionales al estudio de cementos y concreto. Como parte de esta iniciativa, formó a muchos estudiantes”, dijo Juenger sobre Shah. Por entonces, Shah y otros propusieron que el ACI creara un comité con una membresía igualmente diversa; así, en 1996, se estableció el Comité 236 del ACI, Ciencia de Materiales del Concreto. El Expresidente del ACI David Lange, exalumno del ACBM, fue su primer presidente. Durante el último año de Juenger en Northwestern, la Convención del Concreto del ACI se celebró en Chicago, IL, en marzo de 1999. El tema fue Concreto de Alto Desempeño, y el Comité 236 y el ACBM organizaron dos de las 21 sesiones (12 artículos se publicaron en SP-189, incluyendo “Uso de Adsorción de Nitrógeno para Estudiar Cuantitativamente la Microestructura de Pastas de Cemento” de Juenger y Jennings).

“Ese año, para mí era más fácil tomar el tren e ir a la convención que ir al campus de Northwestern”, dijo Juenger. “Así que fui a la convención, asistí a la sesión, y eso fue todo”. Sin embargo, pasaron algunos años más antes de que Juenger se convirtiera en miembro activo del ACI.



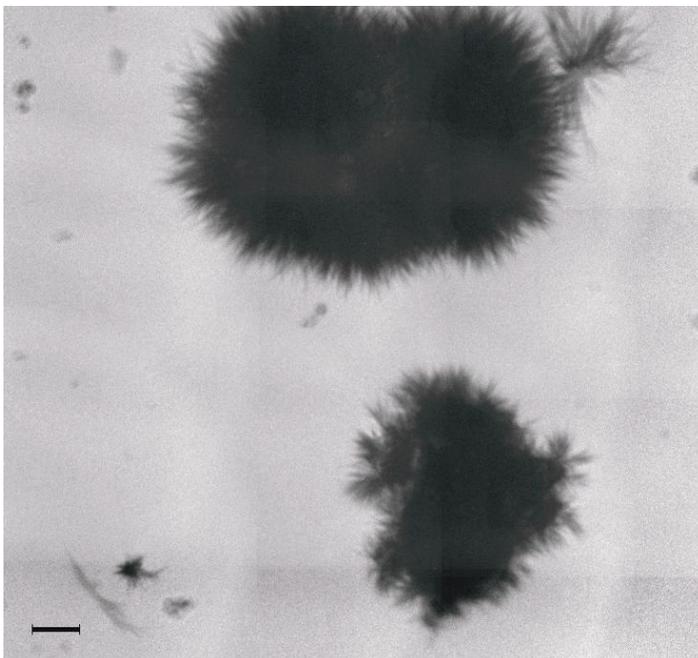
María Juenger, Presidenta ACI, 2025-2026



María Juenger y su asesor de investigación en química de pregrado en la Universidad de Duke, el difunto Richard A. Palmer, en 1994

Continuación de su Trayectoria Investigadora

Juenger continuó su trabajo académico como investigadora postdoctoral en el Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental de la Universidad de California, Berkeley (UC Berkeley), Berkeley, CA, EE. UU. Allí realizó ensayos a gran escala, comenzando a escalar desde pastas hasta morteros (sus primeros agregados) para estudiar reacciones álcali-sílice y sistemas con fibras. Aunque empezó a usar agregados, todo seguía siendo a pequeña escala. “Pude hacer lo que quería al elegir trabajar con microscopios de fuente de luz sincrotrón para observar cosas muy pequeñas”. Juenger aún no participaba activamente en el ACI durante sus 3 años en UC Berkeley.



Esta imagen, tomada con el microscopio de transmisión de rayos X blandos XM-1 en la Fuente de Luz Avanzada (ALS, por sus siglas en inglés) del Laboratorio Nacional Lawrence Berkeley (LBNL), Berkeley, CA, EE. UU., muestra silicato cálcico hidratado (C-S-H) creciendo sobre partículas de cemento Portland. La barra de escala corresponde a un micrómetro

Reincorporación al ACI

Esto cambió cuando Juenger entrevistó en UT Austin, donde le preguntaron si asistiría a convenciones del ACI. “UT Austin tiene una fuerte tradición de participación en el ACI”, señaló. Notablemente, ha tenido tres expresidentes del ACI, incluyendo a Phil M. Ferguson (1959), James O. Jirsa (2000) y Sharon Wood (2015). Además, los dos actuales vicepresidentes del ACI, Scott Anderson y Matt Sherman, son egresados de UT Austin.

“Así que se esperaba que participara en el ACI”, continuó Juenger. “Y lo que encontré aquí fue que conocía a personas”. Halló una comunidad acogedora de exalumnos de Northwestern y profesionales de UT Austin y UC Berkeley, quienes la guiaron a comités donde podía aprender y contribuir. Al hacer nuevas conexiones, notó que, gracias al Comité 236, había un grupo en el ACI similar a ella. Juenger también atribuye a Mujeres en el ACI un papel clave en la creación de un ambiente inclusivo.

Al involucrarse más, Juenger dudó en mantener el compromiso de tiempo y recursos que requería su participación. Agradece a Kim Kurtis, FAcI, como su modelo al equilibrar membresías en Comités de Actividades Educativas y Comités Técnicos con su responsabilidad de presidir comités. “Le pregunté por qué daba tanto al ACI. Su respuesta es algo que nunca olvidaré: ‘Doy al ACI por lo que el ACI me da’. El ACI nos brinda una comunidad para compartir ideas, aprender, contribuir a la industria del concreto y hacer amigos. Recibimos reconocimiento y tenemos la oportunidad de guiar a la próxima generación de líderes”, dijo Juenger. Su red siguió creciendo al asistir a convenciones. “Valoro mucho lo que esta comunidad me ha dado”, afirmó.



El Centro de Materiales Cementicios Avanzados (ACBM) reunió a investigadores de diversas disciplinas e instituciones para estudiar la ciencia de materiales del concreto. El centro fue dirigido por el Profesor Surendra Shah de la Universidad Northwestern (extremo derecho). Otros miembros académicos del ACBM en esta imagen de 1997 (de izquierda a derecha) son Francis Young (Universidad de Illinois en Urbana-Champaign), Hamlin Jennings (Universidad Northwestern) y David Lange (Universidad de Illinois en Urbana-Champaign).

Metas Presidenciales

Juenger destacó algunos objetivos del nuevo Plan Estratégico del ACI que resuenan con ella, comenzando con “Mejorar la Experiencia del ACI”. El grupo de trabajo que redactó el plan, liderado por el vicepresidente Scott Anderson, reconoció la necesidad del ACI de “Ofrecer experiencias valiosas a los miembros. Atraer, involucrar y apoyar a miembros jóvenes. Y fomentar una comunidad vibrante e inclusiva”. Juenger señaló que las personas se unen al ACI por estas experiencias, y está entusiasmada de ayudar al ACI a cumplir estas expectativas.

“Como muchos saben, el núcleo del ACI son los voluntarios. Sin ellos, no existiría el ACI”, dijo Juenger. Parte de fomentar una comunidad inclusiva es integrar a miembros y socios internacionales. El ACI tiene presencia global en un mundo interconectado, y el plan estratégico recomienda “Comprometerse Globalmente” como meta. Juenger desea colaborar para expandir el alcance internacional del ACI, promoviendo documentos en otros idiomas, adaptándolos donde sea necesario, y aumentando traducciones y participación internacional.

Otro objetivo clave del plan es “Avanzar en Resiliencia y Sostenibilidad”, cercano a sus intereses profesionales. Juenger ha investigado y promovido elementos sostenibles y SCMs por más de 20 años. Está comprometida en ayudar al ACI a influir en esfuerzos globales sobre sostenibilidad y resiliencia del concreto.

“Quiero agradecer a la comunidad del ACI por esta oportunidad de liderar y guiar al ACI hacia sus metas estratégicas. Espero escuchar sus ideas y trabajar con ustedes”, dijo Juenger. Está disponible para interactuar con los miembros. Si tiene preguntas, envíe un correo a askthepresident@concrete.org.

Título original en inglés:
**ACI President Spotlight:
Maria Juenger.
From an undergraduate
researcher to ACI President**

**La traducción de este artículo
correspondió al Capítulo
México Noroeste**



Traductor:
**Emiliano Martínez
Villalobos**
*Estudiante Ing. Civil
Universidad de Sonora*



Revisor Técnico:
**Ing. Oscar Ramírez
Arvizu**

Impacto del tipo de refuerzo en el control de las fisuras por contracción por secado del concreto sometido a restricción

Por Emmanuel K. Attiogbe

En una losa sobre el suelo, la evaporación genera gradientes de humedad, lo que provoca deformaciones de tracción que alcanzan su valor máximo en la superficie expuesta. El refuerzo utilizado para mantener juntas de control o grietas unidas incrementa aún más estas deformaciones de tracción y puede causar la aparición de grietas intermedias entre juntas. Existen diversos tipos de refuerzo disponibles comercialmente para el control de fisuras por contracción del concreto, como el refuerzo convencional de acero (que incluye barras de acero o mallas electrosoldadas), las barras de polímero reforzado con fibras (FRP), las fibras de acero y las microfibras sintéticas. Para cada tipo de refuerzo, los productos disponibles tienen diferentes geometrías, incluyendo distintas características superficiales, que afectan la resistencia de adherencia entre el refuerzo y el concreto.

Es beneficioso evaluar estos diferentes tipos de refuerzo para determinar su desempeño relativo en el control del agrietamiento por contracción restringida del concreto. Esto resulta de particular interés, ya que refuerzos como las microfibras sintéticas y las barras FRP presentan una huella de carbono menor en comparación con el refuerzo convencional de acero⁴⁻⁹. Este artículo revisa dos conjuntos de datos de pruebas publicadas sobre agrietamiento por contracción restringida en losas sobre el suelo y proporciona un análisis para identificar un parámetro de refuerzo que pueda utilizarse para comparar el desempeño de los distintos tipos de refuerzo.

Desempeño de las losas de prueba

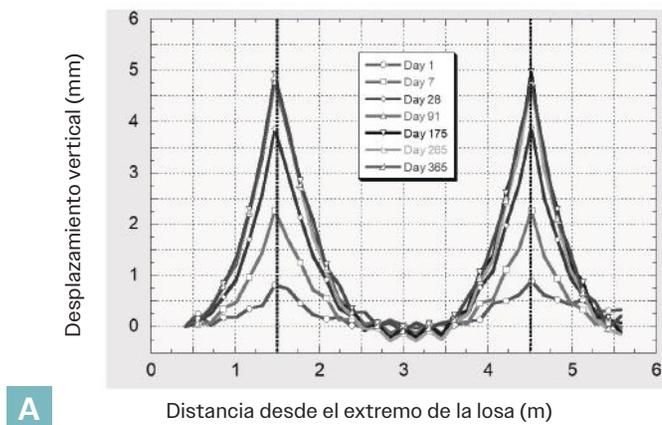
Se han realizado estudios para evaluar el desempeño del refuerzo convencional de acero, fibras de acero, microfibras sintéticas (de polipropileno [PP]) y barras de polímero reforzado con fibra de vidrio (GFRP, por sus siglas en inglés), cuando se utilizan para controlar el agrietamiento por contracción restringida^{2,10-12}.

Refuerzo convencional de acero, fibras de acero y microfibras sintéticas

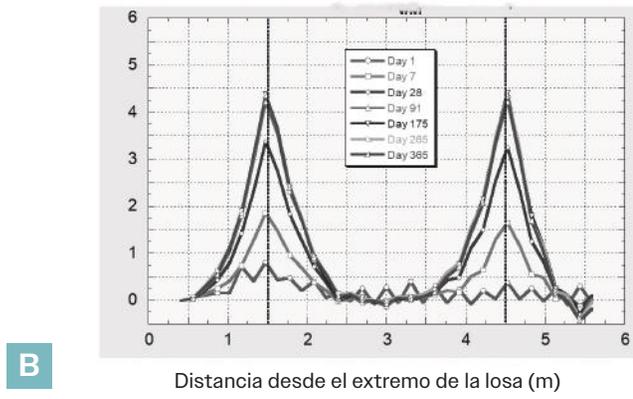
En un estudio realizado por Fortin¹⁰, parte del cual también fue reportado por Bissonnette et al.², se colaron losas de prueba restringidas de 75 mm (3 pulgadas) de espesor, con juntas de control, sobre una lámina plástica colocada sobre una base de arena húmeda en un ambiente controlado. Estas losas se monitorearon durante un período de un año para evaluar fenómenos como la contracción, el alabeo (curling), la apertura de juntas y la fisuración. Las mezclas de concreto fueron diseñadas con un alto nivel de contracción por secado, aproximadamente del 0.09% a los 28 días, con el fin de amplificar la respuesta de las losas y estudiar más a fondo los efectos de la contracción restringida. Asimismo, para magnificar esta respuesta, el espaciamiento entre juntas fue de 3 m (10 pies), mayor al recomendado por la norma ACI 360R-10³, que sugiere una relación más estricta entre el espesor de la losa y la separación entre juntas (1.8 m o 6 pies para una losa de ese espesor). En algunas losas seleccionadas se utilizó un aditivo reductor de contracción (SRA, por sus siglas en inglés) en una dosificación del 1.0% respecto al contenido de cementante, lo que permitió reducir la contracción por secado a aproximadamente 0.04% a los 28 días. Además de una losa de concreto simple sin refuerzo, se construyeron losas reforzadas con diferentes materiales: malla electrosoldada (WWR) con relaciones de refuerzo ρ de 0.08% y 0.23%, fibras de acero con una fracción volumétrica V_f de 0.17%, y microfibras sintéticas de polipropileno (PP) con un V_f de 0.75%. La malla WWR se colocó de manera continua atravesando las juntas. La losa que contenía fibras de acero también incluía microfibras de PP al 0.10% en volumen para el control de la fisuración por contracción plástica.

Los perfiles de superficie de las losas de concreto de resistencia normal^{2,10} se presentan en la Fig. 1(a) a (e), donde se muestran las alturas de alabeo en las juntas de cada losa. Dichas figuras evidencian que solo la losa con WWR al $\rho = 0.23\%$ (Fig. 1(c)) desarrolló una fisura en la zona central (después de 47 días de secado) y posteriormente presentó alabeo en el centro del vano durante el año completo de monitoreo.

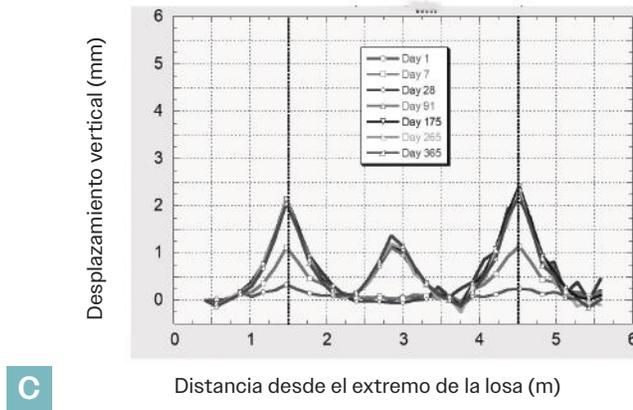
El ancho de la grieta en el centro del panel o macrogrieta fue de aproximadamente 0.625 mm (0.025 pulgadas). Esta fisuración con refuerzo de acero, que tiene un alto módulo de elasticidad E_r y un valor relativamente alto de ρ para la losa, indica que:



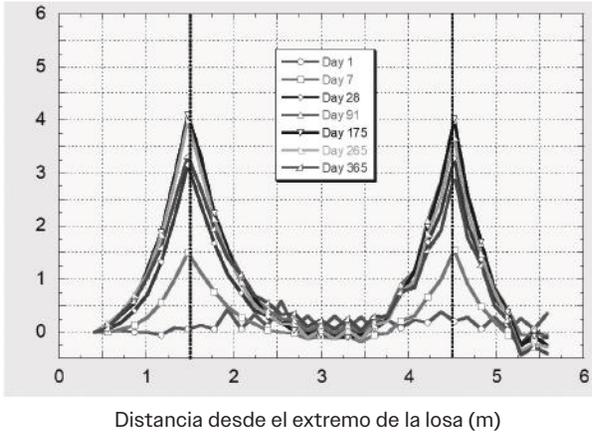
A



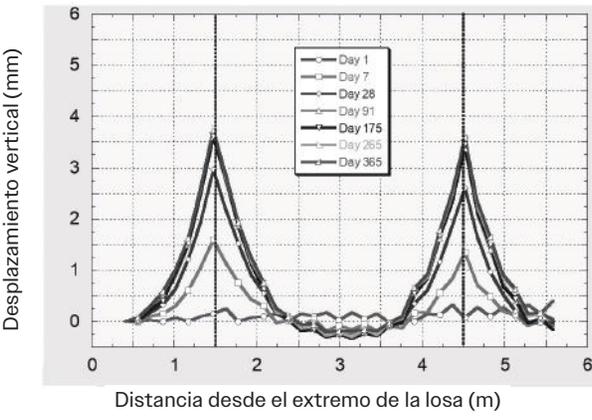
B



C



D



E

Fig. 1: Perfiles de la superficie de losas: (a) concreto simple sin fisuración en el centro del panel; (b) malla electrosoldada (acero) con $\rho=0.08\%$ y sin fisuración en el centro del panel; (c) malla electrosoldada (acero) con $\rho=0.23\%$ y fisuración en el centro del panel; (d) macrofibras de polipropileno (PP) con $V_f = 0.75\%$ y sin fisuración en el centro del panel; y (e) fibras de acero con $V_f = 0.17\%$ y sin fisuración en el centro del panel (tomado de las Referencias 2 y 10). (Nota: 1 mm = 0.04 in.; 1 m = 3.3 ft)

El esfuerzo de alabeo se incrementa por el refuerzo¹. Por lo tanto, un parámetro o razón de rigidez del refuerzo que considere las magnitudes de E_r y ρ podría ser efectivo para comparar el rendimiento de varios tipos de refuerzo en el control del agrietamiento por retracción restringida en elementos de concreto.

Relación de rigidez del refuerzo: A partir de un análisis basado en retracción realizado por Miltenberger y Attiogbe¹, en el que se supone que el gradiente de deformación en la losa es lineal y el refuerzo está distribuido a lo largo del espesor de la losa, el esfuerzo de tracción en el concreto inducido por el refuerzo σ_π puede expresarse como:

$$\sigma_{rr} = \frac{1}{2} \rho E_r \varepsilon_{nt} \quad (1)$$

donde ε_{nt} es la deformación neta por retracción en la superficie^{nt} de la losa de concreto; por lo tanto, $1/2 \varepsilon_{nt}$ es la deformación promedio tanto en el concreto como en el refuerzo, suponiendo una distribución lineal de la deformación sin retracción en la parte inferior de

la losa. Tomando E_r como el módulo de elasticidad ajustado por fluencia o el módulo de elasticidad efectivo del concreto al momento de la macro fisuración y n_e , como la relación modular efectiva E_f/E_e , permite que la Ecuación (1) se exprese como la Ecuación (2) en términos de una razón de rigidez de refuerzo ρn_e :

$$\sigma_{rr} = \frac{1}{2} \varepsilon_{nt} E_e (\rho n_e) \quad (2)$$

El valor de E_e a usar para calcular n_e se obtiene considerando el efecto de la fluencia a tracción sobre el módulo de elasticidad del concreto bajo esfuerzos de contracción restringida que aumentan gradualmente¹³. La Ecuación (2) muestra que, para valores fijos de E_{nt} y E_e al momento de la fisuración en un concreto dado, cuanto mayor sea el valor de ρn_e mayor será la fuerza de restricción o esfuerzo de tracción inducido en el concreto por el refuerzo. Esto implica que se requiere un valor suficientemente bajo de ρ_{ne} para que el refuerzo no cause la aparición de fisuras en la zona media del elemento de concreto en edades tempranas, como lo indica la losa reforzada con acero que tiene un valor más bajo de ρ de 0.08%, cuyo perfil superficial se muestra en la Fig. 1(b). El valor de ρ_{ne} también puede determinarse para elementos de concreto reforzado con fibras, observando que ρ se relaciona con V_f mediante el factor de orientación de las fibras α ¹⁴:

$$N_f A_f = \rho = \alpha V_f \quad (3)$$

donde N_f es el número de fibras por unidad de área de la sección transversal del concreto, y A_f es el área de la sección transversal de una fibra. Para fibras rígidas (de acero), α es 0.521¹⁴. Para fibras no rígidas, como las macrofibras sintéticas, α para fibras rígidas se modifica mediante un factor de efecto de plegado¹⁵, el cual tiene en cuenta la tendencia de las fibras no rígidas a doblarse. El factor de efecto de plegado cuantifica la longitud proyectada de la fibra como la longitud efectiva de la fibra, y afecta el número de fibras en una superficie de sección transversal dada del concreto. Se ha recomendado utilizar el promedio de los factores de orientación bidimensional (2-D) y tridimensional (3-D) como una aproximación para el factor real de orientación de las fibras^{14,16}. Dado que el efecto de plegado probablemente varía entre diferentes tipos de macrofibras sintéticas, se toma un valor aproximado de 0.856.

Multiplicar el valor de α de 0.521 para fibras de acero por el factor de efecto de plegado de 0.856 da como resultado un valor de α de 0.446 para macrofibras sintéticas en la Ec (3). De este modo, ρn_e , que tiene en cuenta tanto la relación de refuerzo como el módulo

de elasticidad del refuerzo en relación con el módulo de elasticidad del concreto ajustado por fluencia, puede cuantificarse para diversos tipos de refuerzo. Para cada una de las distintas macrofibras sintéticas disponibles comercialmente, sería beneficioso determinar un valor representativo de α mediante el conteo de fibras en secciones transversales de especímenes de concreto y la aplicación de la Ec (3).

Desempeño de las losas y valores de ρn_e : Las propiedades del refuerzo para las losas de concreto de prueba sin aditivos reductores de contracción (SRA), cuyos perfiles superficiales se presentan en la Fig. 1(a) a (e), así como la condición de las losas con respecto a la altura de alabeo, apertura de juntas y fisuración, se resumen en la Tabla 1. Los datos promedio de altura de alabeo y apertura de juntas mostrados en la Tabla 1 para las dos juntas de cada losa corresponden a 90 días de ensayo. Para el concreto utilizado en estas losas, la resistencia a la compresión a 28 días es de 30 MPa (4,350 psi). A este nivel de resistencia del concreto, se adopta un valor de 1.50¹³ para el coeficiente de fluencia a tracción en el momento de la fisuración C_r , y, por lo tanto, el módulo de elasticidad efectivo E_e se calcula en 11.8 GPa (1,710 ksi) para un módulo de elasticidad de 29.5 GPa (4,280 ksi). La Tabla 1 muestra que la única losa que desarrolló una macrofisura fue la que presentó el valor más alto de ρn_e , con un 3.90%, lo cual, según la Ec. (2), indica el mayor nivel de esfuerzo inducido por el refuerzo en comparación con los niveles de esfuerzo en las demás losas que no presentaron fisuras. Sin embargo, tanto la Tabla 1 como la Fig. 2 muestran que, en general, mientras menor es el valor de ρn_e , mayor es la altura de alabeo y la apertura de juntas. Esto implica que, si bien el desarrollo de una macrofisura o fisura intermedia puede mitigarse cuando el valor de ρn_e es relativamente bajo, el cierre de las juntas podría verse comprometido. Alturas de alabeo menores a 6 mm (0.25 pulgadas) son generalmente aceptables en zonas de bajo tránsito o bajo estanterías de almacenamiento¹⁷, pero en zonas de alto tránsito, la altura de alabeo no debería superar aproximadamente los 0.5 mm (0.020 pulgadas)¹⁸. Las aperturas de juntas (o fisuras) menores a 0.3 mm (0.01 pulgadas) son generalmente aceptables¹⁷. Por lo tanto:

Tabla 1:

Propiedades y cantidad del refuerzo, altura de alabeo, apertura de junta y estado de agrietamiento en el centro del panel (macroagrietamiento) para las losas de prueba (contracción por secado a los 28 días = 0.09%)

Tipo de refuerzo	E_s , GPa	$n_e = E/E_e^*$	$\rho (V)$, %	ρn_e , %	Alturo de alabeo en la junta, mm	Apertura de junta, mm	Edad de agrietamiento (macroagrietamiento), días
Malla soldada (acero)	200	16.95	0.08	1.36	4.22	1.35	Ninguno
			0.23	3.90	2.26	0.78	47
Fibras de acero	210	17.80	0.09 (0.17)	1.60	3.50	1.20	Ninguno
Macrofibras de polipropileno (PP)	10	0.85	0.33 (0.75)	0.28	4.04	1.32	Ninguno
Sin refuerzo (concreto simple)	—	—	0.00	0.00	4.77	1.61	Ninguno

* $E_e = 11.8$ GPa

Nota: 1 GPa = 145 ksi; 1 mm = 0.04 in.

Un refuerzo adecuado implicaría un nivel de refuerzo con un valor de ρn_e que sea lo suficientemente bajo como para minimizar la probabilidad de fisuración (macrocracking), pero también lo suficientemente alto como para que la altura del alabeo y la apertura de juntas o fisuras se mantengan en niveles aceptables.

Cabe destacar que la dosificación de 0.17% en volumen para las fibras de acero evaluadas estuvo por debajo del rango típico, que va de 0.25 a 0.50% para este tipo de fibras³. Sin embargo, el refuerzo con fibras, con un valor de ρn_e de 1.60%, logró evitar la fisuración en la zona media del panel (ver Fig. 1(e)). Aun así, la altura por alabeo y la apertura de junta de esta losa fueron aproximadamente un 54% mayores que las de la losa reforzada con WWR (malla electrosoldada), la cual sí presentó una fisura intermedia con un ρn_e de 3.90%. Se esperaría que tanto la altura de alabeo como la apertura de junta fueran menores si se usara una dosificación dentro del rango típico de fibras de acero y un espaciamiento entre juntas conforme a las recomendaciones del ACI 360R-10. Por otro lado, la dosificación usada para las macrofibras de polipropileno (PP) fue de 0.75% en volumen, lo cual se sitúa hacia el extremo superior del rango típico de 0.25 a 1.0%³. Aunque este refuerzo con macrofibras, con un valor de ρn_e de 0.28%, también evitó la fisuración intermedia, la altura de alabeo y la apertura de junta de la losa fueron 79% y 69% mayores, respectivamente, en comparación con la losa reforzada con WWR con un ρn_e de 3.90%. Al igual que con las fibras de acero, se espera que la altura de alabeo y la apertura de junta obtenidas con las macrofibras PP sean menores si se utiliza un espaciamiento entre juntas conforme a ACI 360R-10.

Las diferencias en las características superficiales de diversas macrofibras sintéticas, que implican diferencias en la adherencia entre las fibras y el concreto, afectarían el rendimiento relativo de las

fibras en el control del agrietamiento por contracción restringida en elementos de concreto.

Además, con fracciones de volumen iguales, el rendimiento relativo de las macrofibras se vería influido por las diferencias en el efecto de plegado de las fibras y, por tanto, por diferencias en la orientación de las fibras en las secciones transversales del concreto.

La losa de concreto simple no desarrolló una grieta intermedia, pero como se observa en la Tabla 1 y la Fig. 2 (para $\rho n_e = 0$), la altura de alabeo y la apertura de la junta fueron las más grandes entre las losas ensayadas. Estos niveles relativamente altos de alabeo y apertura de junta afectarían negativamente la funcionalidad, durabilidad y estética de la losa de concreto simple, razón por la cual se suele usar cierto nivel adecuado de refuerzo continuo a través de las juntas para mantenerlas cerradas en niveles aceptables de alabeo y apertura de junta (o grieta). La falta de agrietamiento intermedio en la losa simple, comparada con la losa con $\rho n_e = 3.90\%$ ($\rho = 0.23\%$), enfatiza el efecto que tiene una cantidad relativamente alta de refuerzo convencional de acero en causar agrietamiento intermedio cuando es continuo a través de las juntas, aunque mantiene cerradas dichas juntas. Este agrietamiento podría afectar negativamente la funcionalidad, durabilidad y estética de la losa reforzada; por ello, es importante comprender cuál es el nivel adecuado de refuerzo para cada tipo de refuerzo.

Por lo tanto, es importante comprender cuál es el nivel adecuado de refuerzo para cada tipo de refuerzo en losas de concreto. En este sentido, cuando se siguen las recomendaciones del ACI 360R-10 respecto a la relación entre el espesor de la losa y el espaciamiento de las juntas, la provisión de refuerzo para mantener las juntas más cerradas, sin que se genere agrietamiento intermedio o fuera de la junta, requeriría considerar un nivel de refuerzo con un valor

suficientemente bajo de ρn_e . Un nivel de refuerzo con un valor de ρn_e más alto del necesario significa que la junta está sobre-reforzada, lo que hace muy probable la aparición de grietas fuera de la junta.

Los datos de ensayo de la Tabla 1 indican que, a tasas de refuerzo típicas y con diferentes dosificaciones, cuando los valores de ρn_e son suficientemente bajos, se minimiza la probabilidad de agrietamiento significativo. Además, la altura de alabeo y la apertura de juntas se reducirían con concreto de menor retracción, lo cual puede lograrse mediante el uso de SRA.

Las losas de concreto tratadas con SRA (agente reductor de retracción) en el estudio reportado —ninguna de las cuales desarrolló una grieta intermedia— fueron: la losa sin refuerzo y aquellas reforzadas con macrofibras de polipropileno (PP) a una dosificación volumétrica $V_f=0.75\%$, fibras de acero a $V_f=0.17\%$, y mallas electrosoldadas (WWR) a una relación de refuerzo $\rho=0.23\%$.

Las Figuras 3(a) y 3(b), respectivamente, muestran la altura de alabeo y la apertura de junta graficadas en función de los valores de ρn_e para losas con y sin concreto tratado con SRA. Se observa en dichas figuras que los valores de ρn_e para las losas tratadas con SRA son ligeramente menores que los valores correspondientes en las losas sin SRA. Esto se debe a que el módulo de elasticidad E_c efectivo para el concreto tratado con SRA (13.1 GPa [1900 ksi]) es ligeramente mayor que para el concreto sin SRA (11.8 GPa [1710 ksi]), lo cual está asociado a un menor coeficiente de fluencia por tracción cuando se emplea SRA.

El uso de SRA redujo la altura de alabeo entre un 28 % y un 48 %, y la apertura de juntas entre un 32 % y un 52 %. Las figuras demuestran que el concreto con SRA, reforzado con bajos valores de ρn_e (entre 0.0 y 1.42 %), alcanzó alturas de alabeo y aperturas de junta aproximadamente iguales a las logradas por el concreto sin SRA que utilizó refuerzo de acero convencional con un valor de ρn_e más alto de 3.90 %.

Por lo tanto, el uso de concreto de baja retracción con refuerzo a bajos niveles de ρn_e incrementaría la probabilidad de evitar fisuración significativa (o agrietarse) y reduciría tanto la altura de alabeo como la apertura de junta (o de fisura).

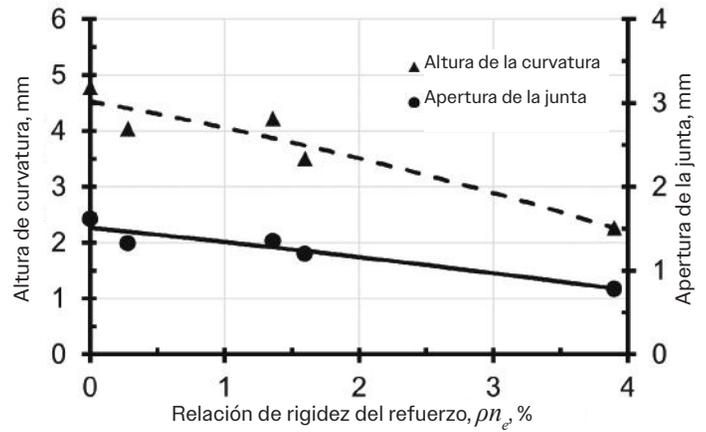
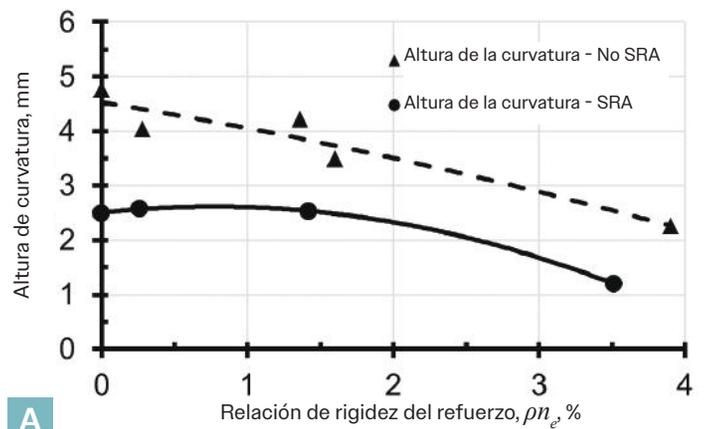
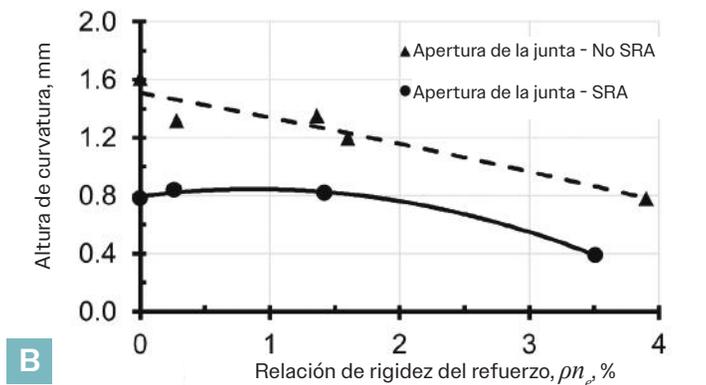


Fig. 2: Altura de curvatura y apertura de la junta versus relación de rigidez del refuerzo para las losas de prueba (Nota: 1 mm = 0,04 pulg.) 1 m = 3.3 ft



A



B

Fig. 3: (a) Altura de alabeo; y (b) relación entre la apertura de la junta y la rigidez del refuerzo para las losas de prueba con o sin concreto tratado con SRA (Nota: 1 mm = 0,04 pulg.)

Refuerzo de acero convencional y barras de PRFV

También se considera un segundo estudio que evaluó el rendimiento de losas de 150 mm (6 pulg.) de espesor reforzadas con barras de acero convencionales y barras de PRFV^{11,12}. Se construyeron seis losas sin juntas con refuerzos sobre láminas de plástico, con tres losas colocadas en interiores y tres en exteriores. Los dos conjuntos de tres losas fueron reforzados con barras de acero convencionales a $\rho = 0.17\%$ y con barras PRFV a $\rho = 0.19\%$ y $\rho = 0.11\%$. Se monitorizaron las losas y se realizó un mapeo detallado de los patrones de microfisuras, además de medir la longitud y el ancho de las grietas. En las tres losas en el ambiente interior controlado, que se moldearon con concreto con una retracción por secado a los 28 días del 0.05 %, la losa reforzada con acero desarrolló una macrofisura (ancho de fisura > 0.3 mm) después de 126 días de secado, mientras que las dos losas reforzadas con PRFV no desarrollaron macrofisuras durante los 209 días de ensayo. La tendencia al agrietamiento observada en estas losas se atribuye principalmente al desarrollo de tensiones de alabeo por el secado diferencial, ya que las tensiones de alabeo predominarían sobre las tensiones de retracción lineal debido a la baja restricción en la base de las losas debido a las losas se vaciaron sobre láminas plásticas^{18,19}.

La Tabla 2 resume las propiedades de la armadura para las losas de prueba en interiores, junto con el estado de las losas en cuanto a la formación de grietas y los anchos de las mismas. Como se presentó macro fisuración en la losa reforzada con acero después de 85 días de secado¹², los anchos máximos de las microfisuras se muestran a los 85 días para todas las losas, mientras que el ancho de la macrofisura que se

formó en la losa con refuerzo de acero se presenta al final del ensayo, a los 209 días. Para calcular los valores de n_e en las losas, se utilizó una resistencia a la compresión del concreto a los 28 días de 31 MPa (4,500 psi), un valor correspondiente de 1.50 para C_r ¹³, y un valor de 10.6 GPa (1,530 ksi) para E_c , que se basa en el módulo de elasticidad del concreto del ACI 318-14. La ecuación (19.2.2.1.b)²⁰ junto con el valor de resistencia a la compresión, se emplearon para calcular el módulo de elasticidad del concreto.

La Tabla 2 muestra que la losa reforzada con acero, que desarrolló una macrofisura, presentó el valor más alto de ρn_e , con un 3.37%. A valores aproximadamente iguales de ρ , el valor de ρn_e para la losa reforzada con GFRP que no presentó macrofisuras ($\rho n_e = 0.84\%$) fue aproximadamente cuatro veces menor que el valor correspondiente a la losa con refuerzo de acero. Tanto la Tabla 2 como la Figura 4 indican que los anchos de estas microfisuras se mantuvieron muy por debajo del límite máximo aceptable de 0.3 mm^{11,17}, y que fueron menores en los casos con valores más altos de ρn_e .

Hasta que se formó la macrofisura en la losa A reforzada con acero.

Se formó un mayor número de microfisuras en la losa reforzada con GFRP- ($\rho n_e = 0.84\%$) que en la losa reforzada con acero¹¹. Dado que la microfisuración contribuye a la relajación de los esfuerzos de tracción^{21,22}, el mayor número de microfisuras en la losa con refuerzo de GFRP habría retrasado o atenuado el desarrollo de macrofisuras, como efectivamente se observó.

Tabla 2: Propiedades y cantidad del refuerzo, ancho de grieta y estado de macro fisuración de las losas de prueba (contracción de secado a los 28 días = 0.05 %).

Tipo de refuerzo	E_r , GPa	$n_e = E_r/E_c^*$	ρ , %	ρn_e , %	Ancho máximo de microfisura a los 85 días (ancho de microfisura a los 209 días), mm	Edad en el momento de la macrofisuración, días
Barras de acero	210	19.81	0.17	3.37	0.036 (0.660)	126
Barras de PRFV	46.9	4.42	0.19	0.84	0.048	Ninguna
			0.11	0.49	0.050	Ninguna

* $E_c = 10.6$ GPa

Nota: 1 GPa = 145 ksi; 1 mm = 0.04 in.

Por lo tanto, un refuerzo adecuado implicaría un nivel de refuerzo con un valor de ρn_e lo suficientemente bajo como para minimizar la probabilidad de macro fisuración, pero a la vez lo suficientemente alto como para mantener los anchos de fisura dentro de un nivel aceptable. En este sentido, con relaciones típicas de refuerzo o dosificaciones usuales de fibras, el uso de materiales de refuerzo con un módulo de elasticidad inferior al del acero convencional como barras de GFRP o macrofibras sintéticas conduciría a un valor de ρn_e menor y, por lo tanto, podría ser más eficaz para mitigar la macro fisuración o la fisuración fuera de juntas en el concreto, manteniendo las juntas o microgrietas suficientemente estrechas. El uso de refuerzos con menor módulo de elasticidad en concreto de baja retracción (considerado como aquel que presenta una retracción por secado a los 28 días menor a 0.025%) permitiría aumentar la separación entre juntas más allá de los valores recomendados por el ACI 360R-10, con la posibilidad incluso de eliminar las juntas.

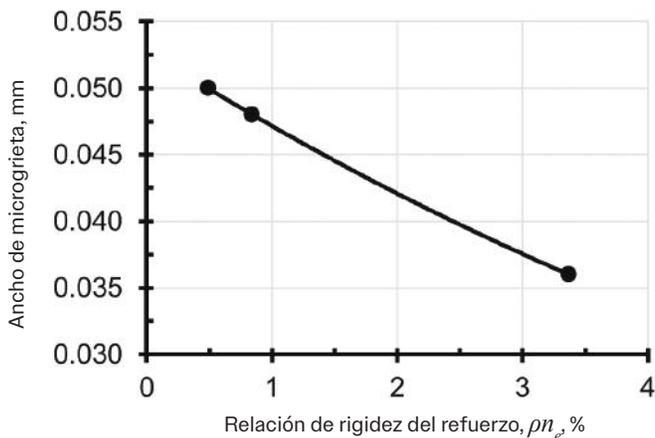


Fig. 4: Ancho de microgrieta versus relación de rigidez del refuerzo para las losas de prueba (Nota: 1 mm = 0.04 in.)

Tiempo relativo hasta la fisuración con distintos tipos de refuerzo

Se utiliza un análisis de esfuerzos por alabeo (*curling stresses*) para demostrar que el tiempo que tomaría para que ocurra una fisuración macro en losas reforzadas sería menor que en losas simples (*sin refuerzo*). Como se asumió en el caso de σ_{rr} (Ec. (1) y (2)), cada tipo de refuerzo se distribuye a lo largo del espesor de la losa.

Si se asume que la fisuración macro ocurre tanto en losas simples como en las reforzadas cuando se excede la capacidad de esfuerzo por alabeo σ_{alabeo}

del concreto, el análisis realizado por Miltenberger y Attigobe¹ proporciona la siguiente ecuación para el esfuerzo por alabeo en una losa reforzada:

$$\sigma_{curl} = \frac{3 L^2 \Delta \varepsilon_r}{2 h^2} (100 \gamma_c h \beta + \sigma_{rr}) \quad (4)$$

donde L es la longitud del panel de la losa; h es el espesor de la losa; $\Delta \varepsilon_r$ es la deformación diferencial por contracción entre la superficie de la losa reforzada y la profundidad del frente de secado en la losa; γ_c es el peso unitario del concreto; β es una constante que relaciona la longitud no soportada de la losa alabeada con la deformación diferencial por contracción; y σ_{rr} está dada por la Ec. (2). Para la losa de concreto simple, $\sigma_{rr} = 0$ en la Ec. (4); por lo tanto, al igualar la ecuación del esfuerzo por alabeo para la losa reforzada con la de la losa simple, se obtiene:

$$\Delta \varepsilon_r (100 \gamma_c h \beta + \sigma_{rr}) = \Delta \varepsilon_p (100 \gamma_c h \beta) \quad (5)$$

donde $\Delta \varepsilon_p$ es la deformación diferencial por contracción entre la superficie de la losa simple y la profundidad del frente de secado en la losa. Se asume una distribución lineal de deformaciones^{1,2,3} tanto para las losas reforzadas como para las simples, como se ilustra en la Figura 5, donde ε_{shu} es la deformación última por contracción de secado del concreto para un entorno dado (y se asume que se alcanza rápidamente en la superficie de la losa), y ε_x es la deformación por contracción a una profundidad x . Entonces, el gradiente de deformación por contracción en la losa se expresa como:

$$\frac{\varepsilon_{shu} - \varepsilon_x}{x} = \frac{\varepsilon_{shu} - 0}{h} \quad (6)$$

donde $\varepsilon_x - \varepsilon_x = \Delta \varepsilon$. Para $x = x_{dr}$ o $x = x_{dp}$, la Ec. (6) da lo siguiente para $\Delta \varepsilon_r$ y $\Delta \varepsilon_p$:

$$\Delta \varepsilon_r = \frac{x_{dr}}{h} \varepsilon_{shu} \quad \text{y} \quad \Delta \varepsilon_p = \frac{x_{dp}}{h} \varepsilon_{shu} \quad (7)$$

donde x_{dr} y x_{dp} son las profundidades de los frentes de secado en el momento de la fisuración en las losas reforzada y simple, respectivamente. Se puede inferir de la Ec. (5) que, en el momento de la fisuración, la deformación diferencial por contracción en la losa de concreto reforzado sería menor que en la losa simple ($\Delta \varepsilon_r < \Delta \varepsilon_p$). Esto implica que, en el momento en que fisura la losa reforzada, la profundidad del frente de secado sería menor que cuando ocurre la fisuración en la losa simple; es decir, $x_{dr} < x_{dp}$ según la Ec. (7). Dado que se esperaría que las características de difusión de humedad fueran iguales en ambas losas bajo un mismo entorno, un valor menor de x_{dr} comparado con x_{dp} implica que la losa reforzada fisuraría.

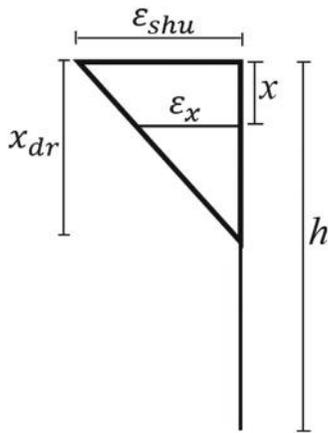


Fig. 5: Distribución lineal de la deformación por contracción en la losa de concreto

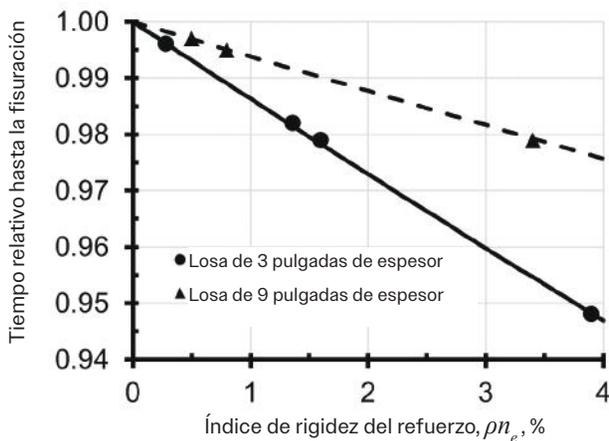


Fig. 6: Tendencia de la relación entre el tiempo relativo hasta la fisuración y la rigidez de refuerzo en las losas de concreto (Nota: 1 pulgada = 25 mm)

Sustituyendo la Ecuación (2) y (7) en la Ecuación (5) y simplificándola se obtiene la Ecuación (8):

$$\frac{x_{dr}}{x_{dp}} = \frac{100\gamma_c h \beta}{100\gamma_c h \beta + \frac{1}{2} \varepsilon_{nt} E_e (\rho n_e)} \quad (8)$$

Sin embargo, la profundidad del frente de secado es proporcional a la raíz cuadrada del tiempo hasta la fisuración, siendo la constante de proporcionalidad una función del coeficiente de difusión de humedad. Por lo tanto, x_{dr} es proporcional a $\sqrt{(t_{cr})_r}$ y x_{dp} es proporcional a $\sqrt{(t_{cr})_p}$, donde $(t_{cr})_r$ es el tiempo hasta la fisuración para la losa reforzada, y $(t_{cr})_p$ es el parámetro correspondiente para la losa simple. Suponiendo que las características de difusión de humedad sean las mismas en las losas reforzada y simple, la Ecuación (8) se convierte en:

$$\frac{(t_{cr})_r}{(t_{cr})_p} = \left[\frac{1}{1+k(\rho n_e)} \right]^2 \quad (9)$$

donde $k = (1/2 E_{nt} E_e) / (100\gamma_c h \beta)$. La Ecuación (9) vincula ρn_e con el tiempo que tarda una losa de hormigón reforzado en desarrollar una macrofisura en relación con el tiempo que tarda en fisurarse una losa simple. El valor de k en la Ecuación (9) se calcula considerando que la fisuración ocurre a una deformación promedio $(1/2 E_{nt})$ de 0.01% lo cual es del mismo orden de magnitud que la deformación interna longitudinal medida en el hormigón y la armadura cuando se produjo la fisuración en el panel medio en la losa reforzada con $\rho = 0.23\%$. La Ecuación (9) se grafica en la Figura 6 para un rango de valores de ρn_e , junto con puntos de datos predichos para las losas en los dos estudios discutidos. Para las losas del primer estudio, $k = 0.69$, basado en $E_c = 0.0002$, $E_e = 11.8 \text{ GPa}$ (1,710 ksi), $\gamma_c = 2,320 \text{ kg/m}^3$ (145 lb/ft³), $h = 75 \text{ mm}$ (3 in), y se supone que β tiene un valor igual a 10. Para las losas del segundo estudio, $k = 0.31$, basado en $E_c = 0.0002$, $E_e = 10.6 \text{ GPa}$ (1,710 ksi), $\gamma_c = 2,320 \text{ kg/m}^3$ (145 lb/ft³), $h = 150 \text{ mm}$ (6 in) y se supone nuevamente que β tiene un valor igual a 10.

La figura 6 muestra que cuanto mayor es el valor de ρn_e , más corto es el tiempo hasta la fisuración, o menor es la resistencia al desarrollo de macro fisuras en el elemento de hormigón.

La tendencia prevista en el tiempo hasta la fisuración es coherente con el hecho de que la losa con el valor más alto de ρn_e en cada estudio desarrolló una macrofisura, mientras que las otras losas no se fisuraron. El análisis predice correctamente que, para las losas de 75 mm de espesor, la losa reforzada con acero convencional con $\rho n_e = 3.90\%$ desarrollaría una macrofisura más temprano (lo cual ocurrió a los 47 días) en comparación con las otras losas con valores menores de ρn_e , en el rango de 0.0 a 1.60%, que no desarrollaron macrofisuras. Asimismo, el análisis también predice correctamente que, para las losas de 150 mm de espesor, la losa reforzada con acero convencional con $\rho n_e = 3.37\%$ desarrollaría una macrofisura antes (lo cual ocurrió a los 126 días) que las losas reforzadas con GFRP (polímero reforzado con fibra de vidrio), que tenían valores menores de ρn_e (0.49% y 0.84%) y no presentaron macrofisuras.

Cabe señalar que, debido a las suposiciones consideradas en este análisis, las magnitudes del tiempo relativo hasta la fisuración calculadas en la Figura 6 solo muestran la tendencia, no los valores reales.

La probabilidad de que ocurra una macrofisura disminuye mientras mayor sea el tiempo estimado hasta la fisuración, ya que habría un periodo más largo para que las tensiones se relajen. Esto se refleja en la Figura 1, donde se observa que las losas con bajos valores de ρn_e (0.0 a 1.60%, según la Tabla 1), que se predice que tardan más en fisurarse en

comparación con la losa con $\rho n_e = 3.90\%$ (ver Figura 6), no desarrollaron macrofisuras durante el periodo de prueba de un año.

Además, reducir la velocidad de secado protegiendo el concreto de condiciones ventosas y con baja humedad relativa (HR) durante las edades tempranas, permitiría un mayor tiempo para la relajación de tensiones y, por lo tanto, minimizaría la probabilidad de macro fisuración. La Ecuación (9) y la Figura 6 indican que, para un concreto determinado, una losa más gruesa tardaría más en fisurarse a un valor constante de ρn_e , lo cual es consistente con los conceptos de la mecánica de fractura.

El análisis presentado y los resultados de los ensayos reportados muestran que ρn_e , que considera tanto la relación de refuerzo como el módulo de elasticidad del refuerzo en relación con el módulo de elasticidad ajustado por fluencia del concreto, proporciona una base útil para comparar la efectividad de distintos tipos de refuerzo en el control del agrietamiento por retracción restringida en elementos de concreto.

Conclusiones

Para un concreto determinado y elementos de concreto reforzado sometidos a secado diferencial, los resultados de los estudios presentados y el análisis respaldan lo siguiente:

La relación de rigidez del refuerzo ρn_e mide la fuerza de contención o tensión de tracción inducida en el hormigón por el refuerzo; por lo tanto, se correlaciona bien con el desarrollo de macrofisuras, así como con la magnitud de la altura de alabeo y la apertura de la junta (o fisura). Es un parámetro útil a considerar al seleccionar el tipo y la cantidad de refuerzo para controlar el comportamiento de los elementos de hormigón frente a la fisuración por retracción restringida.

Cuando se siguen las recomendaciones de ACI 360R-10 respecto a la relación entre el espesor de la losa y el espaciamiento de las juntas, la provisión de refuerzo para mantener las juntas más herméticas sin la probabilidad de causar agrietamiento intermedio o fuera de la junta debería considerar un nivel de refuerzo con un valor de ρn_e suficientemente bajo. Un nivel de refuerzo con un valor de ρn_e superior al necesario significa que la junta está sobre reforzada, lo que aumenta la probabilidad de agrietamiento fuera de la junta.

Con las proporciones o dosis de fibra de refuerzo típicas, el refuerzo con un módulo de elasticidad más bajo y una huella de carbono más baja en comparación con el refuerzo de acero convencional, como las barras de PRFV o las macrofibras sintéticas, tendría un valor de ρn_e más bajo y, por lo tanto, podría ser más eficaz para mitigar la macro fisuración o la fisuración fuera de la junta, manteniendo las juntas o micro fisuraciones suficientemente estancas. Con este refuerzo de módulo más bajo, el uso de hormigón de baja retracción, que se puede lograr con hormigón de baja retracción (SRA), aumentaría la probabilidad de evitar la macro fisuración y reduciría la altura de alabeo y la apertura de la junta (o fisura). Por lo tanto, el refuerzo de módulo más bajo en hormigón de baja retracción facilitaría la ampliación del espaciamiento entre juntas más allá de los valores recomendados por ACI 360R-10, con la posibilidad de eliminar las juntas.

Referencias

1. Miltenberger, M.A., and Attiogbe, E.K., "Shrinkage-Based Analysis for Control-Joint Spacing in Slabs-on-Ground," *ACI Structural Journal*, V. 99, No. 3, May-June 2002, pp. 352-359.
2. Bissonnette, B.; Attiogbe, E.K.; Miltenberger, M.A.; and Fortin, C., "Drying Shrinkage, Curling, and Joint Opening of Slabs-on-Ground," *ACI Materials Journal*, V. 104, No. 3, May-June 2007, pp. 259-267.
3. ACI Committee 360, "Guide to Design of Slabs-on-Ground (ACI 360R-10)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2010, 72 pp.
4. Aldea, C.-M.; Gandee, C.; Heasley, B.; Helmink, H.; Labbe, C.A. III; Mahoney, M.A.; Offenber, M.A.; and Schaef, S., "Fiber-Reinforced Concrete for Long-Term Durable Structures—Case Studies," *Concrete International*, V. 45, No. 11, Nov. 2023, pp. 53-59.
5. Mahoney, M.A., "Lowering Carbon Footprint of Concrete Construction Using Fiber Reinforcement Technology," *Novel Developments in the Use of Advanced Fiber Reinforced Concretes*, Part 1 of 2, session at ACI Concrete Convention – Spring, San Francisco, CA, April 2-6, 2023.
6. Sbahieh, S.; Tahir, F.; and Al-Ghamdi, S.G., "Environmental and Mechanical Performance of Different Fiber Reinforced Polymers in Beams," *Materials Today: Proceedings*, V. 62, Part 6, 2022, pp. 3548-3552.
7. Orouji, M., and Najaf, E., "Effect of GFRP Rebars and Polypropylene Fibers on Flexural Strength in High-Performance Concrete Beams with Glass Powder and Microsilica," *Case Studies in Construction Materials*, V. 18, 2023, 11 pp.
8. Sbahieh, S.; McKay, G.; and Al-Ghamdi, S.G., "A Comparative Life Cycle Assessment of Fiber-Reinforced Polymers as a Sustainable Reinforcement Option in Concrete Beams," *Frontiers in Built Environment*, V. 9, May 2023, 15 pp.

9. Ryan, C., and Garcia-Taengua, E., "Fibre-Reinforced Concrete Is Sustainable and Cost-Effective for Water-Retaining Structures," *Sustainability*, V. 13, No. 20, Oct. 2021, 16 pp.
10. Fortin, C., "Curling and Strain Monitoring of Slabs Strips in a Laboratory Environment," MS thesis, Laval University, Quebec City, QC, Canada, May 2005, 322 pp.
11. Barragan, B.E.; Mudadu, A.; Tiberti, G.; and Plizzari, G.A., "GFRP Reinforced Concrete Slabs under Restrained Shrinkage," *Concrete International*, V. 45, No. 7, July 2023, pp. 39-45.
12. Mudadu, A.; Tiberti, G.; Barragan, B.; and Plizzari, G., "Behavior of Concrete Slabs Reinforced with Fiberglass Rebar Under Restrained Shrinkage," Publication No. 10024750-A, Owens Corning Infrastructure Solutions, LLC, Toledo, OH, Mar. 2022.
13. Attiogbe, E.K., "A Procedure to Evaluate the Potential for Drying Shrinkage Cracking of Concrete under Restraint," *Concrete International*, V. 44, No. 8, Aug. 2022, pp. 29-33.
14. Soroushian, P., and Lee, C.-D., "Distribution and Orientation of Fibers in Steel Fiber Reinforced Concrete," *ACI Materials Journal*, V. 87, No. 5, Sept.-Oct. 1990, pp. 433-439.
15. Alberti, M.G.; Enfedaque, A.; and Gálvez, J.C., "How to Predict the Orientation Factor of Non-Rigid Macrosynthetic Fibre Reinforced Concrete," *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, V. 246, 2017, 11 pp.
16. Soroushian, P., and Lee, C.-D., "Tensile Strength of Steel Fiber Reinforced Concrete: Correlation with Some Measures of Fiber Spacing," *ACI Materials Journal*, V. 87, No. 6, Nov.-Dec. 1990, pp. 541-546.
17. Suprenant, B.A., and Malisch, W.R., "Repairing Curled Slabs," *Concrete Construction*, May 1999, 5 pp.
18. Walker, W.W., and Holland, J.A., "The First Commandment for Floor Slabs: Thou Shalt Not Curl Nor Crack...(Hopefully)," *Concrete International*, V. 21, No. 1, Jan. 1999, pp. 47-53.
19. Pigeon, M., and Bissonnette, B., "Tensile Creep and Cracking Potential," *Concrete International*, V. 21, No. 11, Nov. 1999, pp. 31-35.
20. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2014, 520 pp.
21. Altoubat, S.A., and Lange, D.A., "Creep, Shrinkage, and Cracking of Restrained Concrete at Early Age," *ACI Materials Journal*, V. 98, No. 4, July-Aug. 2001, pp. 323-331.
22. Hossain, A.B.; Pease, B.; and Weiss, W.J., "Quantifying Early Age Stress Development and Cracking in Low Water-to-Cement Concrete: Restrained-Ring Test with Acoustic Emission," *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, V. 1834, No. 1, Jan. 2003, pp. 24-32.
23. Attiogbe, E.K.; Weiss, W.J.; and See, H.T., "A Look at the Stress Rate versus Time of Cracking Relationship Observed in the Restrained Ring Test," *Advances in Concrete Through Science and Engineering*, Northwestern University, Evanston, IL, Jan., 2004, 14 pp.
24. Weiss, W.J., and Shah, S.P., "Restrained Shrinkage Cracking: The Role of Shrinkage Reducing Admixtures and Specimen Geometry," *Materials and Structures*, V. 35, No. 2, Mar. 2002, pp. 85-91.

Emmanuel K. Attiogabe, FCI, es un ingeniero investigador que ejerce de forma privada en Discover Bay, California, EE.UU. Se retiró en 2016 como Jefe de Innovación para el desarrollo de refuerzos alternativos para concreto en BASAF Construction Chemicals, ahora Master Builders Solutions. Fue presidente del Comité de Transferencia de Tecnología TAC y del Grupo Asesor de Transferencia de Tecnología de la Fundación ACI (actualmente conocido como el Consejo de Innovación del Concreto), y exmiembro del Consejo Directo de ACI. Es miembro de varios comités de ACI y del Consejo de Investigación sobre el Concreto de la Fundación ACI. Recibió la Medalla ACI Wason 2021 al Artículo Más Meritorio, la Medalla ACI Henry L. Kennedy 2015 y la Medalla ACI Wason 1995 para Investigación en Materiales. Obtuvo su licenciatura en ingeniería civil en la Kwame Nkrumah University of Science and Technology, en Kumasi, Ghana, y su maestría y doctorado en ingeniería civil en la University of Kansas, en Lawrence, Kansas, EE. UU.



Título original en inglés:
**Impact of Reinforcement
Type on Control of Drying
Shrinkage Cracking of
Concrete Under Restraint**

**La traducción de este artículo
correspondió al Capítulo Perú**



Traductor:
**Estudiantes
del ACI UCSM -
Arequipa**



Revisores Técnicos:
**Ing. Julio Higashi
Luy**



**Ing. Jakelyn Quispe
Vásquez**

04

Premios 2024 al Cemento de Escoria en el Concreto Sostenible

Catorce proyectos reconocidos por el uso excepcional de cemento de escoria en la construcción con concreto

La Asociación del Cemento de Escoria (SCA, por sus siglas en inglés) anunció a los ganadores de los Premios 2024 al Cemento de Escoria en el Concreto Sostenible durante la Convención de Concreto del ACI – Primavera 2025 en Toronto, Ontario, Canadá. Se seleccionaron catorce proyectos de construcción que demuestran la versatilidad del uso del cemento de escoria y su contribución a la creación de concretos duraderos y sostenibles.

Todos los proyectos ganadores demuestran cómo el cemento de escoria contribuye a mejorar la durabilidad del concreto, al mismo tiempo que reduce el carbono incorporado asociado con su producción. Para obtener más información sobre el programa de premios, visite www.slagcement.org.

Los ganadores de los Premios 2024 al Cemento de Escoria en el Concreto Sostenible incluyen:

Premio: Arquitectura

Hotel 760 Ralph McGill, Parcela “B” (The FORTH Hotel)

The FORTH Hotel es un hotel de 19 pisos ubicado en el Atlanta Beltline, en Atlanta, Georgia, EE. UU. Incluye un club social exclusivo para miembros, 196 habitaciones, salones de lujo, un spa, cuatro restaurantes y bares, una terraza elevada con piscina al aire libre, además un estacionamiento subterráneo de tres niveles. El proyecto incorporó cemento de escoria en varias mezclas de concreto, incluyendo el concreto de alta resistencia utilizado en las columnas vaciadas en sitio y los muros de corte. Este edificio presenta una llamativa estructura tipo rejilla diagonal (diagrid), formada a partir de columnas vaciadas en sitio utilizando moldes metálicos en forma de “V”, los cuales fueron invertidos según fue necesario para crear la forma única del patrón diagrid.

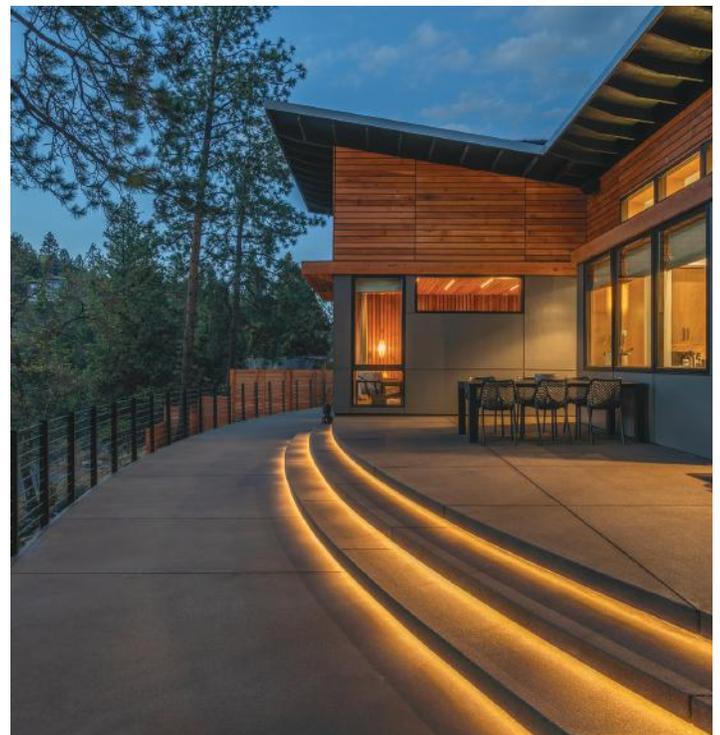
Créditos del proyecto: Propietario: RMA Overline, LLC, Contratista: Brasfield & Gorrie, LLC, Ingeniero: Uzun & Case, Arquitecto: HKS, Inc., Concreto: Thomas Concrete, Cemento de escoria: Heidelberg Materials.

River Sol

El propietario de este proyecto deseaba una vivienda de bajo impacto ambiental y baja huella de carbono con vista al río Deschutes, en el centro de Oregón, EE. UU. Entre los elementos clave del diseño arquitectónico destacan el piso interior de concreto pulido, un muro de contención curvo de concreto con un radio de 23 m (74 pies), y un patio de concreto de múltiples niveles.

Los cimientos, losas interiores sobre el suelo, muros exteriores y pavimentos fueron construidos con mezclas de concreto que contenían entre un 60% y 70% de cemento de escoria como parte de los materiales cementantes totales. El patio, de color personalizado, fue construido con una mezcla convencional de agregado expuesto de 3/8 in (10 mm), con un 15% de cemento de escoria dentro de un contenido total de 335 kg/m³ (564 lb/yd³) de materiales cementantes.

Créditos del proyecto: Propietario: Scott May, Contratista: Timberline Construction, Arquitecto: Tozer Design, Colocación y acabado del concreto: Calvin Andrus Construction, Concreto: Hooker Creek Companies, LLC, Cemento de escoria: Ash Grove Cement.



River Sol

Premio: Durabilidad

Intersección de Pavimento de Concreto en Middle Road y Hanover Street, Ruta 1, Newbury, Massachusetts

Se utilizaron más de 1,500 m³ (2000 yd³) de concreto para construir el pavimento en las afueras de Newbury, Massachusetts, EE. UU. El proyecto, registrado como Proyecto MassDOT N.º 608494, consistió en un pavimento de 9 pulgadas (230 mm) de espesor, con 1,150 pies lineales (460 m) sobre la Ruta 1 y 400 pies lineales (120 m) sobre Middle Road.

Es la primera vez en más de 50 años que el Departamento de Transporte de Massachusetts utiliza pavimento de concreto en el estado. Se empleó cemento de escoria para cumplir con los requisitos del departamento en cuanto a una vida útil de 50 años.

Créditos del proyecto: Propietario e Ingeniero: MassDOT; Contratista: MacKay Construction; Concreto: J.G. MacLellan Concrete Co. Inc.; Cemento de escoria: Holcim.

MHC Kenworth

MHC Kenworth es una concesionaria de camiones comerciales de servicio completo con más de 130 ubicaciones en todo el país. La empresa actualmente está reemplazando sus instalaciones más antiguas, y la longevidad es una prioridad en cada proyecto. Basado en el desempeño observado en proyectos anteriores, las especificaciones actuales exigen un reemplazo del 25% del cemento por cemento de escoria. Esta mezcla fue utilizada con éxito en un proyecto reciente en Cheyenne, Wyoming, EE. UU., incluso cuando el contratista general no tenía experiencia previa con cemento de escoria.

Créditos del proyecto: Propietario: MHC Kenworth; Contratista: Brinkmann Construction; Ingeniero: Kimley-Horn; Arquitecto: Finkle & Williams; Concreto: LEC Construction y Croell, Inc.; Cemento de escoria: Skyway Cement Company.

Premio: Concreto de Alto Desempeño

TSX Broadway y Rehabilitación del Teatro Palace

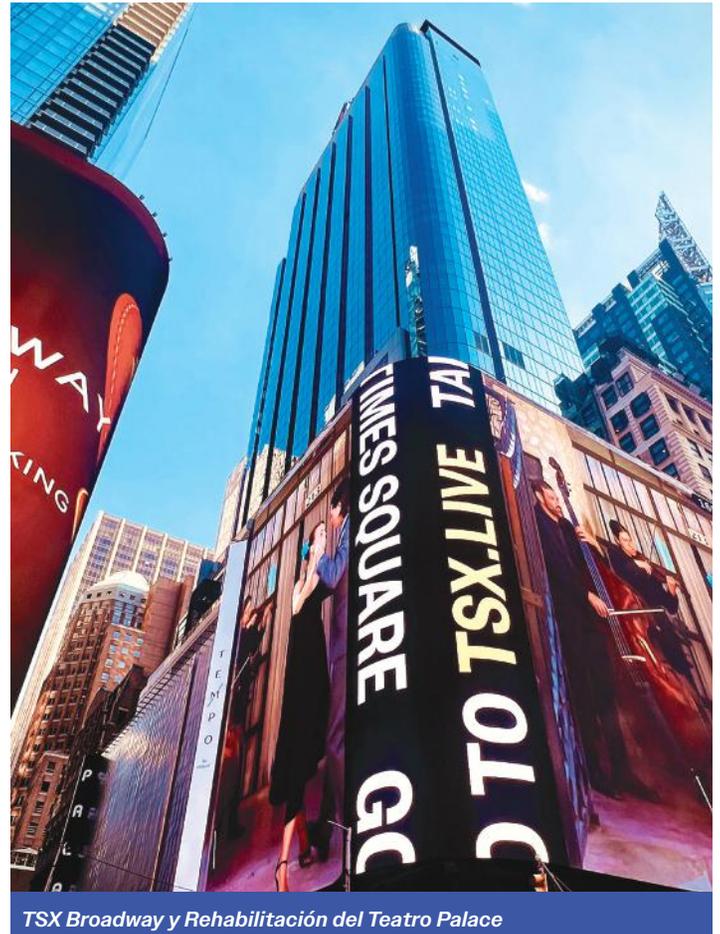
El proyecto de TSX Broadway y la rehabilitación del Teatro Palace, liderado por Severud Associates, representa una transformación urbana significativa en Times Square, Nueva York, NY, EE. UU.

Este edificio de 48 pisos y 61,320 m² (660,000 ft²) alcanza una altura de 177 m (581 ft) e integra una torre de hotel, un centro de entretenimiento, espacios comerciales y el auditorio del histórico Teatro Palace.

Los trabajos estructurales comenzaron con la excavación bajo el teatro de 111 años de antigüedad y la construcción de una viga de 2 m (6 ft) de profundidad bajo sus muros de carga de mampostería. En las esquinas del teatro se vaciaron columnas principales con concreto de 14,000 psi (97 MPa), y sobre el teatro se construyó un sistema de vigas postensadas.

La nueva estructura permitió elevar el teatro 9 m (30 ft) por encima de su elevación original y soportar 32 pisos de nuevas instalaciones hoteleras sobre él. Cada viga postensada de transferencia tiene 13 m (44 ft) de profundidad y una luz de 43 m (140 ft).

Otros elementos de concreto incluyen muros núcleo y losas tipo flat-plate. Del total de 23,000 m³ (30,000 yd³) de concreto requeridos para el proyecto, el 96% contenía cemento de escoria. Por ejemplo, la mezcla de 14,000 psi incluía el 41% del contenido cementante fue reemplazado por cemento de escoria.



TSX Broadway y Rehabilitación del Teatro Palace



The Couture

Se estima que el uso de cemento de escoria redujo el carbono incorporado del proyecto en más de 3,630 toneladas (4000 toneladas cortas).

Créditos del proyecto: Propietario: L&L Holding Company; Contratista: Pavarini McGovern, LLC; Postensado: Structural Technologies/VSL; Ingeniero geotécnico: Langan; Ingeniero estructural: Severud Associates Consulting Engineers, P.C.; Ingeniero de cimentación y elevación del teatro: Urban Foundation/Engineering; Arquitecto: Mancini Duffy; Arquitecto de envolvente: Perkins Eastman; Arquitectos de preservación histórica: PBDW Architects y Severud Associates; Contratista de concreto: Sorbara Construction Corp.; Concreto premezclado: Tec-Crete Transit-Mix Corp; Ensayos de concreto: All Island Testing Associates; Aditivos: Sika Corporation; Laboratorio de pruebas en campo: Intertek MT Group; Cemento de escoria: Heidelberg Materials.

The Couture

Ubicado en el centro de Milwaukee, WI, EE. UU., The Couture es un edificio de 47 pisos que incluye apartamentos, espacios comerciales y un centro de transporte. Desarrollado por Barrett Lo Visionary Development, el proyecto incluye 322 apartamentos, áreas de servicios, una estructura de estacionamiento y un parque público.

Un aspecto único del edificio es su andén de tranvía y autobuses ubicado en la planta baja.

El núcleo de la torre se apoya sobre pilotes de acero y una losa de cimentación de concreto armado. La torre y la estructura de estacionamiento están conectadas mediante una plataforma estructural que cubre el área destinada al transporte público.

Créditos del proyecto: Propietario: BarrettLo Visionary Development; Contratista: J.H. Findorff & Son Inc.; Ingeniero: Thornton Tomasetti; Arquitecto: RINKA+; Concreto premezclado: Riv/Crete Ready Mix; Cemento de escoria: St Marys Cement.

Premio: Infraestructura

Ampliación de Plataforma de Carga – Fase V – Drenaje y Plataforma

Este proyecto consistió en la ampliación de la plataforma de carga existente utilizada por UPS y FedEx en el Aeropuerto Internacional de Harrisburg, en Middletown, Pensilvania, EE. UU.

Se añadieron aproximadamente 2,100 m² (23,000 yd²) de pavimento de concreto de espesor completo, junto con sistemas de drenaje y servicios públicos asociados. La expansión permitirá mayor espacio operativo para la Guardia Nacional Aérea de Pensilvania, que también tiene presencia en el aeropuerto.

Todo el concreto se produjo en el sitio utilizando una planta dosificadora portátil. El diseño de la mezcla del pavimento, conforme con el Artículo P-501 de la FAA – Pavimentos de Concreto con Cemento Portland de las Normas para la Construcción de Aeropuertos, incluyó un contenido de cemento de escoria de aproximadamente 178 kg/m³ (300 lb/yd³).

Créditos del proyecto: Propietario: Autoridad Regional del Aeropuerto de Susquehanna; Contratista y proveedor de concreto: Atlantic Contracting & Material Co., Inc.; Ingeniero: AECOM; Arquitecto: Urban Engineers, Inc.; Cemento de escoria: Heidelberg Materials.

Intercambio y Rotonda en IR 70 y SR 29 – Departamento de Transporte de Ohio

Este proyecto del Departamento de Transporte de Ohio (ODOT) se llevó a cabo en la Ruta Estatal 29 (SR 29), en el cruce con la Interestatal 70 (I-70), dentro de Jefferson Township y la Villa de West Jefferson, en el Condado de Madison, Ohio, EE. UU.

El proyecto incluyó: Un nuevo puente de la SR 29 sobre la I-70; Una segunda rotonda en la intersección de SR 29 con las rampas de entrada/salida de la I-70 hacia el este; Ampliación del pavimento, mejoras de drenaje y la adición de un segundo carril a la rotonda existente en la SR 29 y la I-70; Se utilizó cemento de escoria en las mezclas de concreto para lograr baja permeabilidad y alto albedo (reflectividad solar).

Créditos del proyecto: Propietario: Departamento de Transporte de Ohio; Contratista: Eagle Bridge Co.; Concreto: Ohio Ready Mix; Cemento de escoria: St Marys Cement.

Instalación de Almacenamiento de Combustible a Granel y Reparación de Hidrantes – Base Aérea de la Reserva de Niagara Falls

El proyecto consistió en la reparación y reemplazo del sistema de combustible de hidrantes existente en la Base Aérea de la Reserva de Niagara Falls, en Niagara Falls, NY, EE. UU. Este contrato fue ejecutado por el Distrito de Louisville del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de EE. UU., con supervisión de construcción y control de calidad proporcionados por el Distrito de Nueva York del Cuerpo de Ingenieros.

El trabajo incluyó: Construcción de un tanque de almacenamiento elevado de combustible para aviones de 10,000 barriles (1,590 m³) sobre una zapata de concreto circular; Un muro de contención de concreto de 3 m (11 ft) de altura; Pavimentación del área de contención; Zona de descarga de combustible con pavimento de concreto en dos carriles, donde se reemplazó el 25% del material existente; Rehabilitación parcial del pavimento del aeródromo; e Instalación de hidrantes de combustible subterráneos alojados en conductos de concreto. Aproximadamente 2,700 m³ (3,500 yd³) del pavimento del proyecto se colocó con una mezcla de 50% cemento de escoria y 50% cemento Portland-caliza (PLC). Otros elementos de concreto utilizaron una mezcla con 40% de cemento de escoria y 60% de PLC.

Créditos del proyecto: Propietario: Cuerpo de Ingenieros del Ejército de EE. UU. – Distritos de Louisville y Nueva York; Contratista: Structural Associates, Inc.; Ingeniero y arquitecto: Pond; Concreto: United Materials; Cemento de escoria: St Marys Cement.

Premio: Aplicaciones Innovadoras

Centro de Investigación de Materiales Nucleares Avanzados (ANMRC)

El proyecto del Centro de Investigación de Materiales Nucleares Avanzados (ANMRC) es el primer laboratorio nuclear de su tipo en Canadá. La construcción se realiza conforme a las normas CSA N299 y N287.5. Se utilizó cemento de escoria en un material de relleno de baja resistencia controlada (CLSM) colocado entre la roca madre y losas de cimentación (raft slabs) ubicadas aproximadamente a 10 metros (33 pies) de profundidad. El equipo de ingeniería especificó que el CLSM debía alcanzar una resistencia a 28 días dentro de un rango estrecho de 2 a 5 MPa (435 a 725 psi), lo cual representa un rango de resistencia estrecho y excepcionalmente riguroso.

Créditos del proyecto: Propietario: Laboratorios Nucleares Canadienses; Contratista: Bird Construction; Ingeniero: Atkins Réalis; Concreto y cemento de escoria: Heidelberg Materials.

Pruebas e Implementación de Mezcla de Cemento de Escoria ASTM C1157 de Bajo Carbono – Centro de Datos en New Carlisle, Indiana

En Indiana, EE. UU., se completó recientemente la construcción de un campus de centro de datos, en el cual se utilizaron mezclas de concreto con altos porcentajes de cemento de escoria, conforme con la norma ASTM C1157/C1157M. En base a los ambiciosos objetivos de reducción de carbono establecidos por el propietario (Amazon Web Services), se llevó a cabo un programa extensivo de pruebas en las instalaciones de ensayo de Clayco/Concrete Strategies en St. Louis, Missouri.

Se construyeron y erigieron tres paneles de concreto de altura completa tipo tilt-up con diferentes niveles de reducción de carbono. Como resultado de este programa, se seleccionó una mezcla para la cimentación del proyecto con un potencial de calentamiento global (GWP) de 103 kg (227 lb) CO₂e por yarda cúbica, lo cual representa una reducción del 60% en comparación con el punto de referencia regional V3 2020 de NRMCA para la región de los Grandes Lagos y Medio Oeste. Otras mezclas utilizadas en el sitio también incorporaron

cementos conformes con ASTM C1157/C1157M, con contenidos de cemento de escoria del 10% al 40% en masa.

Créditos del proyecto: Propietario: Amazon Web Services; Contratista: Clayco; Ingenieros: S.A. Miro, Inc. y Wiss, Janney, Elstner Associates, Inc.; Arquitecto: Gensler; Concreto: Concrete Strategies; Cemento de escoria: Ozinga.

Premio: Concreto de Bajo Carbono

Edificio 11 – Crossroads North

Este centro de distribución ubicado en Van Buren Township, Michigan, EE. UU., fue construido utilizando un cemento ternario mezclado con escoria y caliza. Los colocadores de concreto destacaron las buenas propiedades plásticas de la mezcla, incluyendo su tasa de sangrado y facilidad de acabado. Las pruebas confirmaron que la mezcla alcanzaba la resistencia requerida. El cemento mezclado con escoria ayudó a reducir el potencial de calentamiento global (GWP) del cemento utilizado en el proyecto en 127 kg de CO₂eq por tonelada (equivalente a 254 lb de CO₂eq por tonelada), en comparación con un cemento Portland-caliza (PLC) proveniente de la misma planta de St Marys Cement en Detroit, MI.

Créditos del proyecto: Propietario: Ashley Capital; Contratista: Oliver/Hatcher Construction; Contratista de concreto: Fessler & Bowman, Inc.; Concreto: Superior Materials; Cemento de escoria: St Marys Cement

Centro de Rendimiento de Baloncesto Seattle Storm

Este proyecto, ubicado en Seattle, Washington, EE. UU., presentó varios retos técnicos al equipo de construcción, incluyendo la necesidad de minimizar el GWP y lograr la certificación LEED Gold. Sellen Construction ya había colocado concreto con 80% de cemento de escoria en un proyecto anterior, y sabía que este tipo de mezcla producía un color muy claro tras el curado. Por ello, el contratista trabajó con Stoneway Concrete para emplear cemento de escoria en los paneles tipo tilt-up del proyecto. Además de maximizar el contenido de escoria, se utilizó cemento Tipo IL conforme con ASTM C595/C595M para distintas aplicaciones. El equipo de diseño y construcción colaboró para identificar zonas, como cimientos y muros tilt-up, donde el concreto pudiera especificarse con un diseño a 56 días en lugar de 28, reduciendo así la cantidad necesaria de materiales cementantes para alcanzar la resistencia requerida.

Créditos del proyecto: Propietario: Force 10 Sports Management; Contratista: Sellen Construction; Ingeniero estructural: Holmes US; Arquitectos: ZGF Architects LLP y Shive-Hattery; Concreto: Stoneway Concrete; Cemento de escoria: Holcim

Uso de Materiales Sostenibles e Innovadores en Pavimentos de Concreto

Para evaluar la durabilidad y constructibilidad de mezclas sostenibles emergentes de concreto, el Departamento de Transporte de Minnesota (MnDOT) seleccionó cuatro sistemas cementantes basados en escoria para su análisis en celdas de prueba dentro de la Instalación de Ensayos MnROAD, un tramo de 4 km (2.5 millas) de la autopista I-94 destinado a probar diseños y materiales para pavimentos. Las celdas incluyeron: Dos mezclas con cementos mezclados basados en PLC.; Una mezcla con cemento conforme con ASTM C1157/C1157M.; Una mezcla con cemento activado alcalinamente. Todas las mezclas: Utilizaron cemento de escoria como componente principal.; Se produjeron mediante un proceso convencional de dosificación para concreto premezclado; Se colocaron usando una máquina convencional de pavimentación por encofrado deslizante (slip-form). La construcción se completó en septiembre de 2024, y la evaluación continuará hasta 2027.

La SCA colaboró en este estudio con el fin de demostrar el rendimiento de cementos mezclados con alto contenido de escoria y explorar aplicaciones emergentes donde la escoria sea el componente predominante. Para el primer objetivo, la SCA propuso una mezcla quíntupla compuesta por: Cemento mezclado Tipo IL(8); 24% de cemento de escoria; 20% de ceniza volante Clase F; 8% de puzolana natural. Una segunda mezcla, desarrollada por Holcim, incluía: Cemento Tipo IL(8); 20% de cemento de escoria; 30% de ceniza volante Clase F. Una tercera mezcla, de Ozinga, consistía en: Cemento conforme con ASTM C1157/C1157M mezclado con Tipo IL(8); Finalmente, C-Crete proporcionó un producto compuesto por: Cemento de escoria mezclado con un activador alcalino seco.

Créditos del proyecto: Propietario e ingeniero: Departamento de Transporte de Minnesota (MnDOT); Contratistas: C.S. McCrossan (principal) y su filial PCi Roads, LLC (subcontratista de pavimentación); Concreto y cemento de escoria: Holcim

Título original en inglés:
2024 Slag Cement in Sustainable
Concrete Awards.
Fourteen projects honored for
exceptional use of slag cement in
concrete construction

**La traducción de este artículo
correspondió al Capítulo Ecuador**



Traductor:
**Ing. Jorge
Campoverde**



Revisor Técnico:
**Ing. Santiago Velez
Guayasamín
MSc., DIC.**

Experiencias sobre garantía de la durabilidad del diseño en proyectos de infraestructuras en Australia

Por Warren Green, David McDonald, John Kwong y Christopher Lim

La planificación de la durabilidad es un sistema que formaliza el proceso de alcanzar la durabilidad mediante el diseño, la construcción y el mantenimiento adecuados¹. Todos los materiales de ingeniería se deterioran con el tiempo, a ritmos que dependen del tipo de material, la severidad del entorno y los mecanismos de deterioro que intervienen. El objetivo es seleccionar la combinación de materiales más rentable para alcanzar la vida útil requerida. Para ello, es fundamental tener en cuenta que la naturaleza y el ritmo de deterioro de los materiales dependen de su entorno.

Por consiguiente, el entorno es una “carga” sobre un material, al igual que una fuerza es una “carga” sobre un componente estructural. Es la combinación de las cargas estructurales y ambientales en sinergia lo que determina el desempeño del componente estructural.

Las ventajas de la planificación de la durabilidad incluyen, entre otras, las siguientes:

- Establecimiento de un vínculo continuo (“tren directo”) en los objetivos de durabilidad entre el diseño, la construcción y el mantenimiento;
- Aumento de la probabilidad de que las estructuras y los edificios alcancen la vida útil de diseño;
- Predicción del comportamiento de los materiales en sus entornos de servicio;
- Reducción de los costos del ciclo de vida;
- Establecimiento de acciones y costos de mantenimiento predecibles;
- Reducción de los costos de mantenimiento y reparación;
- Posibilidad de iniciar una gestión fiscal del mantenimiento; y
- Minimización del tiempo de inactividad en las operaciones.

Filosofía de la durabilidad

Las medidas de protección que deben adoptarse para las estructuras y los elementos dependen del riesgo de deterioro, del costo de las medidas preventivas, de la viabilidad y costo de las medidas correctoras y de las actividades de mantenimiento preventivo en curso. Normalmente, es necesario equilibrarlos para obtener el mejor costo a lo largo de toda la vida útil y la mejor relación calidad-precio. El diagrama de flujo de la Fig. 1 muestra una filosofía holística de proyecto mediante la durabilidad.

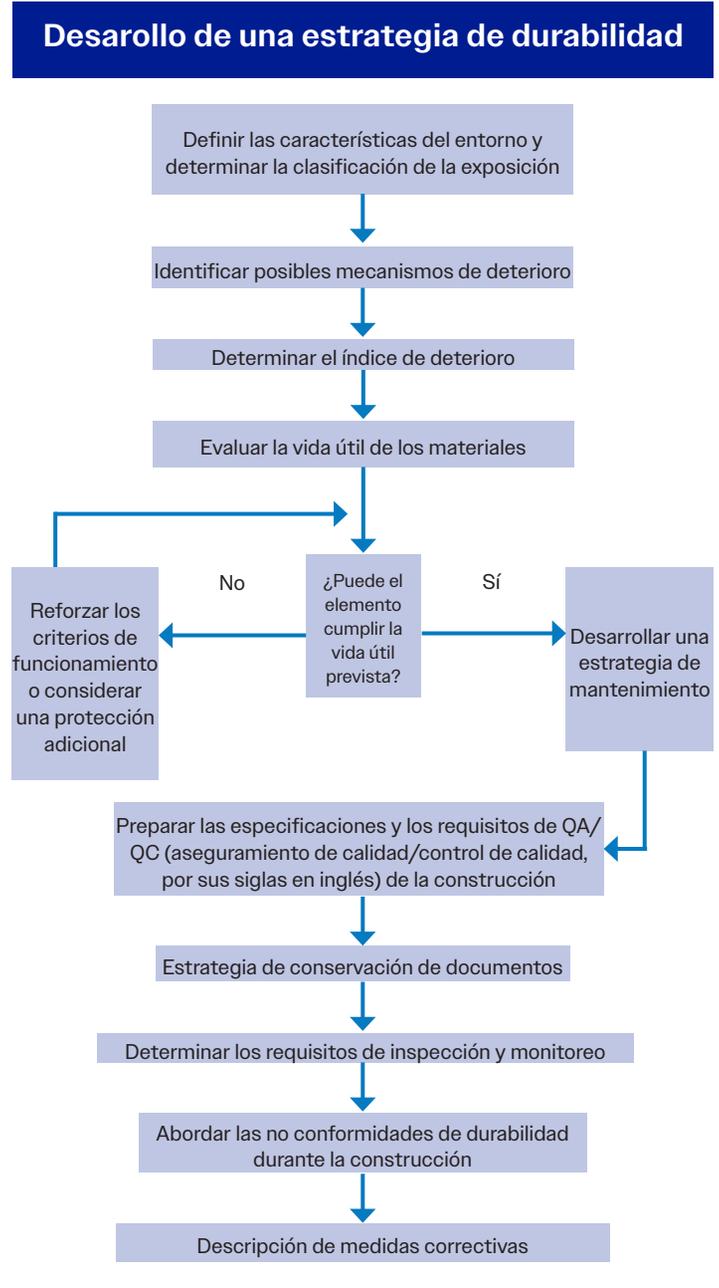


Fig. 1: Desarrollo de la estrategia de durabilidad de un proyecto

Informes de evaluación de la durabilidad

Un informe de evaluación de la durabilidad (DAR, por sus siglas en inglés) documenta las estrategias de durabilidad para proporcionar un vínculo continuo entre la intención del diseño, la construcción y el mantenimiento. Se utiliza un análisis cualitativo de la información de diseño para identificar el nivel de riesgo de durabilidad considerando la probabilidad (o posibilidad) de deterioro y las consecuencias del mismo. El DAR implica entonces:

- Aportaciones en términos de durabilidad de los materiales;
- Revisión de los datos del material (tipo, diseño/detalle del elemento del activo y construcción);
- Revisión de los datos ambientales (incluida la determinación de la clasificación de exposición o el estado límite de durabilidad);
- Revisión de los requerimientos de vida del diseño;
- Identificación de los posibles mecanismos de deterioro; e
- Identificación de los problemas críticos de durabilidad con respecto a la construcción; y
- Resultados del proceso (cuando proceda):
- Opciones de durabilidad del diseño y selección de materiales; y
- Listas de comprobación de la durabilidad.

Las listas de comprobación de la durabilidad incluirán:

- Pruebas ambientales, incluyendo análisis de aguas subterráneas y suelos;
- Clasificaciones de exposición, basadas en normas, códigos y directrices pertinentes; y
- Evaluaciones de durabilidad en las que se enumeran los aspectos de durabilidad que deben abordarse, incluyendo:
 - Elemento (como una viga);
 - Subelemento (como el concreto);
 - Vida útil mínima de diseño requerida (en años);
 - Problema de durabilidad (como la corrosión); y
 - Resultados de la evaluación de la durabilidad (con métodos para cumplir los requisitos de diseño).

Análisis de riesgos de durabilidad

El análisis de riesgos de durabilidad clasifica el riesgo teniendo en cuenta la probabilidad de deterioro y las consecuencias del mismo. La probabilidad de deterioro es un factor relacionado con los materiales seleccionados, los requisitos de diseño y el entorno. La consecuencia del deterioro se califica en función de los riesgos que pueda poner en peligro a las personas o a las operaciones.

La calificación del riesgo tras el diseño de la durabilidad se relaciona de forma similar con la importancia del fallo del material, los materiales propuestos y las prácticas de diseño y construcción asociadas. Entre los niveles de calificación del riesgo se incluyen:

- Normal (conforme). No hay un mayor riesgo o probabilidad o consecuencia de deterioro que afecte a las operaciones o a la seguridad durante la vida útil del diseño, y el activo cumple los requisitos de durabilidad del contrato;
- Medio. Existe una moderada probabilidad o consecuencia de deterioro que puede afectar a las operaciones o a la seguridad durante la vida útil del diseño. Es necesario modificar los materiales o el diseño para reducir la probabilidad o las consecuencias del deterioro; y
- Alto. Hay una mayor probabilidad y consecuencia de deterioro que afectará a las operaciones y/o a la seguridad durante la vida útil del diseño. Se requerirán cambios significativos en los materiales o en el diseño para reducir la probabilidad o las consecuencias del deterioro.

El nivel de calificación de riesgo se muestra en la Tabla 1.

Tabla 1:
Metodología de análisis de los riesgos de durabilidad

		Consecuencias del deterioro	
		Normal	Medio
Probabilidad de deterioro	Normal	Riesgo normal/conforme	Riesgo medio
	Medio	Riesgo medio	Riesgo Alto

Cuando el riesgo de deterioro es alto, se requieren cambios detallados en el diseño y/o en los materiales para alcanzar la vida útil de diseño del material dentro de cada paquete de diseño para reducir los riesgos de deterioro dentro de los límites normales. Mediante la integración de los requisitos clave de durabilidad y consideraciones como la vida útil del diseño, la selección de materiales y el mantenimiento, es posible alcanzar la vida útil prevista de un activo.

Inspección, supervisión y mantenimiento

La durabilidad comienza con el diseño y la construcción, pero para garantizar la durabilidad de los activos es fundamental la limpieza periódica, el mantenimiento preventivo (si está permitido) y la renovación para garantizar que los activos desempeñan sus funciones con eficiencia y eficacia durante su vida útil prevista. El mantenimiento planificado en respuesta a las inspecciones periódicas, la supervisión del estado y el análisis de los informes serían la base de cualquier estrategia de mantenimiento de activos.

La inspección durante la fase de construcción permite identificar con anticipación los problemas que pueden afectar a la durabilidad a largo plazo de los activos construidos. El proceso de inspección y garantía de calidad debe incluir:

- Confirmación del cumplimiento de las especificaciones de todos los materiales;
- Confirmación de que las instalaciones de los materiales cumplen los requisitos definidos en las listas de comprobación de la evaluación de la durabilidad, incluyendo:
 - Adopción de medidas adecuadas en la obra durante condiciones meteorológicas adversas que puedan afectar la durabilidad a largo plazo;
 - Los materiales no están contaminados; y
- Revisión de la durabilidad de las no conformidades, registros de defectos de construcción y planes de rectificación de defectos.

Las inspecciones periódicas y el seguimiento detallado pueden detectar defectos o daños que podrían comprometer la durabilidad del activo y, por tanto, desencadenar una actividad de mantenimiento. Dichos desencadenantes pueden ser

- Daños por impacto;
- Agrietamiento del concreto; y
- Daños por incendio.

Evaluación de la durabilidad por exposición al ambiente marino

Las evaluaciones de durabilidad exigidas por la mayoría de los códigos suelen seguir una ruta de evaluación para determinar la exposición utilizando un criterio preasignado. Sin embargo, la trayectoria varía considerablemente en función del código o norma que se utilice. Algunos de los códigos o normas que se utilizan habitualmente en Estados Unidos, Europa y Australia se describen a continuación.

Estados Unidos

El Comité 321 del ACI, Código de Durabilidad del Concreto, tiene como objetivo desarrollar: “un documento de lenguaje obligatorio que aborde la durabilidad del concreto. El código... proporcionará requisitos prescriptivos mínimos y, cuando sea aplicable, proporcionará requisitos de funcionamiento alternativos para lograr la durabilidad del concreto. El código identificará las categorías y clases de exposición de durabilidad y los pasos para la planificación de la durabilidad, y proporcionará requisitos para el diseño de la durabilidad, la gestión de la construcción/calidad y el mantenimiento. El código será un documento independiente al que se podrá hacer referencia en otras normativas”².

El comité está trabajando en capítulos que incluyen, pero no se limitan necesariamente a:

- Categorías de exposición de la durabilidad;
- Requisitos de diseño de durabilidad;
- Requisitos de mantenimiento;
- Construcción; y
- Calidad.

En la actualidad, el CÓDIGO ACI-318-19(22)³, que es el código de construcción más comúnmente utilizado en Estados Unidos, tiene clasificaciones numéricas para la severidad con respecto al congelamiento y deshielo, la exposición al sulfato, al agua y a cloruros. En el caso de la exposición a cloruros, las clasificaciones de gravedad van de C0 (concreto seco o protegido de la humedad) a C2 (concreto expuesto a la humedad y a una fuente externa de cloruros). Las fuentes de cloruros incluyen productos químicos de deshielo, sal, agua salobre, agua de mar o aerosoles procedentes de estas fuentes. El concreto sujeto a la clase de exposición C2 debe tener una relación agua-materiales cementantes (w/cm) no superior a 0.40. Además, el CÓDIGO ACI-318-19(22) especifica el recubrimiento mínimo de las varillas de refuerzo.

Europa

La norma BS EN 206:2013⁴ se utiliza como especificación de diseño en Europa aplicable a las estructuras prefabricadas o moldeadas en el lugar. Las clasificaciones de exposición se determinan en función de los tipos de exposición; por ejemplo, las exposiciones más graves se clasifican con un número más alto:

- XC indica la corrosión del refuerzo inducida por la carbonatación; y
- XS indica la corrosión del refuerzo inducida por los cloruros del agua de mar.

En función de la exposición determinada, se prescriben una relación agua-cemento (w/c , por sus siglas en inglés) máxima, un contenido mínimo de cemento y una clase de resistencia mínima, tal como se indica en la Tabla F.1 de la norma BS EN 206:2013⁴.

El Eurocódigo asume implícitamente una vida útil de diseño de 50 años. En la norma EN 1992-1-1:2004⁵ se incluye un procedimiento que implica una modificación de la clase estructural del concreto basada en la clase de exposición para los casos en que los proyectistas deseen obtener un “crédito” por materiales de mayor calidad y/o calidad de construcción, o para lograr vidas útiles de diseño superiores a 100 años.

Australia

En Australia, los dos principales códigos utilizados para el concreto son el AS 3600:2018⁶ para edificios con una vida útil de 50 años y el AS 5100.5:2017⁷ para puentes con una vida útil de 100 años.

Estos códigos establecen requisitos específicos para diversas exposiciones que incluyen cantidades mínimas de cemento, relación w/c máxima y curado. También se establece el recubrimiento mínimo del concreto en función de la exposición y de la resistencia a la compresión del concreto.

Las exposiciones para estructuras marinas se dividen en:

- Permanentemente sumergida;
- En la zona de salpicaduras (1 m [3 pies] por encima del nivel de la cresta de las olas); y
- En la zona de mareas y salpicaduras (inmediatamente por debajo de la zona de salpicaduras, incluida la zona 1 m por debajo de la marea más baja y hasta 1 m por encima de la marea más alta en estructuras verticales, y todos los plafones expuestos de estructuras horizontales sobre el mar).

Se proporcionan zonas de exposición adicionales para varias distancias alejadas de la línea de costa.

Si bien estos dos códigos establecen requisitos para diseños de 50 y 100 años, se incluyen directrices de diseño mínimas para otras vidas de diseño.

Comparación de diversos códigos y normas

Los códigos y especificaciones ACI, EN y AS mencionados abordan las clases de exposición; sin embargo, solo la Norma Australiana de Diseño de Puentes (AS 5100.5:2017)⁷ establece los requisitos de cobertura en función de la resistencia a la compresión del concreto o de la relación w/c (que son sustitutos habituales de la permeabilidad del concreto). Sin embargo, las directrices para alargar la vida útil de las estructuras son escasas y, por lo general, dependen de los consejos de un especialista en durabilidad.

Estudio de caso

Evaluación de la durabilidad de una exposición al ambiente marino: vida útil de 100, 150 y 200 años

Un ejemplo de proyecto considerado en este documento es un puente de concreto reforzado (RC, por sus siglas en inglés) en un entorno de exposición marina. Como parte del diseño conceptual del proyecto, debía realizarse un análisis de las opciones de durabilidad. Este análisis debía considerar la planificación de la durabilidad para varias vidas de diseño con el fin de determinar qué impacto puede tener la vida de diseño en los costos de construcción. Se requería una evaluación de la durabilidad del diseño conceptual para esbozar los requisitos de calidad del concreto y de recubrimiento del refuerzo para determinados elementos de RC del puente con el fin de cumplir con las vidas de diseño de 100, 150 y 200 años.

- Pilotes: Revestimientos de acero fundido (sacrificiales) con pilotes rellenos de RC;
- Encepados: RC moldeado en sitio;
- Columnas de pilares: RC colado en sitio; y
- Viguetas: prefabricadas de concreto pretensado.

El contratista del proyecto era una autoridad en materia de carreteras, y cualquier evaluación conceptual de la durabilidad debía basarse en las mezclas de concreto específicas que se utilizarían (véase el cuadro 2). Los elementos de RC del puente se diseñaron para cumplir los requisitos de la norma AS 5100.5:2017⁷ y la especificación de concreto estructural de la autoridad vial.

La norma AS 5100.5:2017⁷ establece los requisitos de calidad y recubrimiento del concreto para una vida útil de diseño de 100 años, pero no proporciona orientación sobre los requisitos del concreto para más de 100 años.

Tabla 2:
Mezclas de concreto propuestas por las principales autoridades viales

Elemento	Clasificación de exposición AS 5100.5:2017	Resistencia mínima a compresión f'_c , MPa	Contenido mínimo de cemento, kg/m ³	Contenido de material cementante suplementario, %	Máximo. w/b [†]
Pilotes (con revestimiento de acero fabricados en el lugar)	B2 (sumergido permanentemente)	40	400	25 FA*	0.45
	C2 (marea/salpicadura)	50	450	30 FA	0.40
Encepados de pilotes (fabricados en el lugar)	C2 (marea/salpicadura)	55	470	30 FA	0.36
Columnas del muelle (fabricadas en el lugar)	C1 (rociado)	50	450	30 FA	0.40
	C2 (marea/salpicadura)	55	470	30 FA	0.36
Vigas (prefabricadas)	B2 (atmosférica costera)	40	400	25 FA	0.45
	B2 (atmosférica costera)	55	470	20 FA	0.45

*FA (por sus siglas en inglés) es ceniza volante

[†] w/b es la relación agua-cementante

Nota: 1 MPa = 145 psi; 1 kg/m³ = 1.7 lb/yd³

Tabla 3:
Requisitos de calidad y recubrimiento del concreto mezclado con ceniza volante para una vida útil de 100 años

Elemento	Clasificación de exposición AS 5100.5:2017	Resistencia mínima a compresión f'_c , MPa	Contenido mínimo de cemento, kg/m ³	Contenido de material cementante suplementario, %	Máximo, w/b [†]	Recubrimiento mínimo [‡] , mm
Pilotes (con revestimiento de acero fabricados en el lugar)	B2 (sumergido permanentemente)	40	400	20 a 30 FA*	0.45	60
	C2 (marea/salpicadura)	50	470	25 a 40 FA	0.36	80
Encepados de pilotes (fabricados en el lugar)	C2 (marea/salpicadura)	50	470	25 a 40 FA	0.36	80
Columnas del muelle (fabricadas en el lugar)	C1 (rociado)	50	450	25 a 40 FA	0.40	70
	C2 (marea/salpicadura)	50	470	25 a 40 FA	0.36	80
Viguetas (prefabricadas)	B2 (atmosférica costera)	40	400	20 a 30 FA	0.45	50
	B2 (atmosférica costera)	50	400	20 a 30 FA	0.45	40

*FA es ceniza volante

[†] w/b es la relación agua-cementante

[‡]Los requisitos mínimos de recubrimiento son los mismos para el acero al carbono, el acero galvanizado y el refuerzo de acero inoxidable, según AS 5100.5:2017; y los requisitos de recubrimiento no tienen en cuenta los requisitos de recubrimiento adicionales para los compuestos de curado o si se moldean contra el suelo

Nota: 1 MPa = 145 psi; 1 kg/m³ = 1.7 lb/yd³

Tabla 4:

Requisitos mínimos del tipo de concreto y refuerzo para una vida de diseño de 100, 150 y 200 años

Elemento	Clasificación de exposición AS 5100.5:2017	$f'_{c,r}$ MPa	Contenido mínimo de cemento, kg/m ³	FA, %	Máx. w/b	Recubrimiento de diseño, mm, y tipo de refuerzo requerido para alcanzar la vida útil mínima							
						100 años		150 años			200 años		
						Acero al carbono	Galvanizado	Acero al carbono	Galvanizado	Inoxidable	Acero al carbono	Galvanizado	Inoxidable
Pilotes (con revestimiento de acero fabricados en el lugar)	B2 (sumergido permanentemente)	40	400	25	0.45	60	—	75	60	—	85	60	—
	C2 (marea/salpicadura)	55	470	30	0.36	80	—	80	—	—	80	—	—
Encepados de pilotes (fabricados en el lugar)	C2 (marea/salpicadura)	55	470	30	0.36	80	—	80	—	—	90	80	—
Columnas del muelle (fabricadas en el lugar)	C1 (rociado)	50	470	30	0.40	70	—	70	—	—	80	70	—
	C2 (marea/salpicadura)	55	470	30	0.36	80	—	80	—	—	80	90	—
Vigas (prefabricadas)	B2 (atmosférica costera)	40	400	25	0.45	80	50	90	70	50	105	80	50
	B2 (atmosférica costera)	40	400 (500 usados)	35	0.45 (0.36 usados)	50	—	60	50	—	65	50	—
	B2 (atmosférica costera)	55	470	25	0.40 (0.36 usados)	60	40	70	50	50	80	60	40

Nota: 1 MPa = 145 psi; 1 kg/m³ = 1.7 lb/yard³; 10 mm = 0.4 in.

En la Tabla 3 se resumen los requisitos de calidad y recubrimiento mínimos del concreto para los elementos de concreto del puente, durante una vida útil de diseño de 100 años, de acuerdo con AS 5100.5:2017⁷ y basándose únicamente en el uso de concretos mezclados con cenizas volantes y cemento. Las mezclas de concreto propuestas en la especificación de concreto estructural de la autoridad vial (consulte la Tabla 2) generalmente cumplen o superan estos requisitos.

En un entorno marino costero, el principal mecanismo de deterioro de los elementos de los puentes de CR considerados en el análisis conceptual de las opciones de durabilidad fue el inicio de la corrosión del refuerzo inducida por cloruros. Posteriormente, se llevó a cabo el modelado determinista de difusión de cloruros para establecer el tipo de refuerzo necesario para cada uno de los concretos y entornos de exposición propuestos a fin de cumplir con las vidas de diseño de 100, 150 y 200 años utilizando los recubrimientos mínimos de concreto descritos en AS 5100.5:2017⁷. Además, también se tabuló el recubrimiento de concreto mínimo requerido para el acero al carbono a fin de lograr vidas de diseño de 100, 150 y 200 años para

los principales elementos de concreto, a fin de permitir la comparación. En la Tabla 4 se presenta un resumen de los hallazgos, incluida la forma en que se consideraron las mezclas de concreto de las autoridades viales.

Resumen

La evaluación, el diseño y la planificación de la durabilidad son vitales para minimizar los riesgos de deterioro a largo plazo de estructuras, elementos estructurales y componentes. Las competencias en ingeniería de materiales combinadas con un proceso de garantía de la durabilidad pueden utilizarse para diseñar el concreto, los metales y los polímeros para una vida útil superior a 100 años e incluso 200 años en un determinado proyecto de puente, por ejemplo. Los efectos del cambio climático también deben tenerse en cuenta en el proceso de diseño de esos proyectos.

Referencias

1. Cherry, B., and Green, W., Corrosion and Protection of Reinforced Concrete, first edition, CRC Press, Boca Raton, FL, 2021, 402 pp.
2. ACI Committee 321, Concrete Durability Code, www.concrete.org/getinvolved/committees/directoryofcommittees/acommitteehome.aspx?committee_code=C0032100.
3. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI CODE-318-19) (Reapproved 2022)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2019, 624 pp.
4. BS EN 206:2013, "Concrete. Specification, Performance, Production and Conformity," British Standards Institution, London, UK, 2013.
5. EN 1992-1-1:2004, "Eurocode 2: Design of Concrete Structures—Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings," European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 2004.
6. AS 3600:2018, "Concrete Structures," Standards Australia, Sydney, Australia, 2018.
7. AS 5100.5:2017, "Bridge Design, Part 5: Concrete," Standards Australia, Sydney, Australia, 2017.

Warren Green es el Director Científico especializado en corrosión de Vinsi Partners, con sede en Texas (Estados Unidos). Es miembro y CPEng de Engineers Australia y cuenta con más de 30 años de experiencia en ciencia de la corrosión, ingeniería y tecnología de materiales, abarcando estructuras marinas, de infraestructura, civiles, industriales y de edificios. Green es también profesor adjunto visitante en la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Universidad de Curtin, Perth, AO, Australia. Su último libro publicado en CRC Press se titula Corrosion and Protection of Reinforced Concrete (Corrosión y protección del concreto reforzado).



David McDonald, FACI, es Director de Ingeniería en Vinsi Partners, con sede en Sydney, NGS, Australia. Se doctoró en 1991 por la Universidad de Sídney (Australia) y desarrolló su carrera profesional en el campo de la consultoría y el desarrollo de materiales. Es especialista en concreto, corrosión y selección, durabilidad y comportamiento de productos de construcción. McDonald es miembro de varias organizaciones y comités, entre ellos el Instituto del Concreto de Australia y el Consejo de Ingeniería Civil de la Universidad de Sydney. Entre sus publicaciones figuran dos capítulos de libros, más de 50 artículos y seis patentes estadounidenses.



John Kwong recibió su título de Ingeniero Civil con honores de la Universidad de Newcastle, Callaghan, NGS, Australia, en 2018. Desde que se graduó, se ha especializado en el campo de la ingeniería estructural con un creciente interés en el diseño/aseguramiento de la durabilidad. También tiene un gran interés en el funcionamiento de las tecnologías emergentes, como los vehículos operados a distancia, que ha desplegado con éxito en obra.



Christopher Lim obtuvo su título de Ingeniero Civil con matrícula de honor y su licenciatura en Diseño Arquitectónico por la Universidad de Sidney en 2022. Desde que se graduó, ha trabajado principalmente en la durabilidad de grandes infraestructuras de transporte, ayudando a proporcionar garantías de durabilidad y modelado térmico. Le interesa la modelización de la durabilidad de las estructuras de concreto, en particular la carbonatación y la modelización térmica.



Título original en inglés: Design Durability Assurance Experiences on Infrastructure Projects in Australia

La traducción de este artículo correspondió al Capítulo México Noreste



Traductora:
**Lic. Iliana M. Garza
Gutiérrez**



Revisor Técnico:
**Dr. Lucio Guillermo
López Yépez**

06

Más allá del Cálculo de las deflexiones con ACI 318-19, Parte 4

Ejemplo de cálculo de deflexiones - Losa Continua

Por Peter H. Bischoff

Este es la cuarta parte de una serie de cinco artículos que trata sobre el cálculo de deflexiones utilizando la nueva expresión para el momento de inercia efectivo I_e introducida en el ACI 318-19¹. El ejemplo de cálculo de deflexiones en esta parte 4 describe los pasos que se requieren para calcular la deflexión de concreto reforzado (no pretensado) utilizando el procedimiento resumido en la Parte 1 de esta serie de artículos².

Se calculan las deflexiones para losas en una dirección con ambos extremos continuos. En la práctica, los cálculos para el diseño no tendrían más de dos o tres cifras significativas pero esta restricción es relajada en el ejemplo siguiente, para facilitar la revisión de los cálculos por el lector. La naturaleza detallada y las cifras significativas de los cálculos de las deflexiones en este artículo podrían sugerir un nivel de precisión que no es posible en la realidad debido a la inherente variabilidad de las deflexiones, junto con las simplificaciones y aproximaciones que se realizan en el proceso de cálculo³. Las deflexiones calculadas solo deberían considerarse valores representativos con fines de su comparación con los límites de deflexión reglamentarios que constituyen los indicadores de un comportamiento satisfactorio.

Resumen de las Partes del Artículo

- Parte 1: Introducción al cálculo de deflexiones – Inmediatas y dependientes del tiempo
- Parte 2: Nueva expresión para I_e y razones para el cambio
- Parte 3: Impacto del cambio
- Parte 4: Ejemplo de cálculo de deflexiones – Losa continua en una dirección
- Parte 5: Extensión propuesta para concreto pretensado

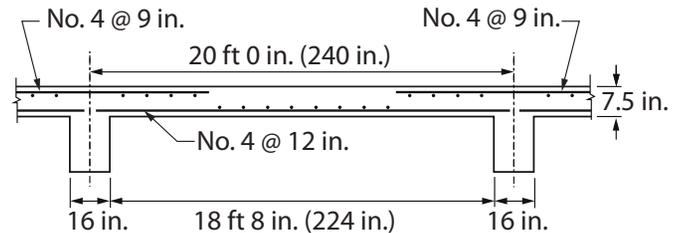


Fig.1: Losa continua en una dirección con los detalles del refuerzo

Ejemplo detallado

Las deflexiones son calculadas para el vano interno de la losa en una dirección continua de 7.5 in (19 cm) de espesor mostrada en la Fig. 1. La losa tiene una longitud $\ell = 20$ ft (6 m) entre centros de apoyo y una luz libre $\ell_n = 18$ ft 8 in. (5.7 m) entre las caras de las vigas de apoyo asumiendo un ancho de viga de 16 in (40 cm). El espesor de la losa de 7.5 in (19 cm) es menor que el espesor mínimo $h_{min} = \ell / 28 = 20 \times 12 / 28 = 8.6$ in (22 cm). Por lo tanto, las deflexiones deben ser calculadas. La altura útil, d , del acero de refuerzo es igual a 6.5 in (16.5 cm) para barras de refuerzo No.4 (12.7 mm) con un recubrimiento de concreto de $\frac{3}{4}$ in (19 mm). Las cargas sobre la losa se describen en la Tabla 1, con 20% de la sobrecarga considerada sostenida. La relación carga permanente/sobrecarga es aproximadamente 2.5 en este ejemplo.

Tabla 1: Cargas sobre la losa del ejemplo

Peso propio, lb/ft ²	93.75
Carga permanente adicional (incluyendo particiones), lb/ft ²	32
Carga permanente total q_D , lb/ft ²	125.75
Sobrecarga q_L (20% sostenida), lb/ft ²	50
Carga sostenida, q_{sus} , lb/ft ²	135.75
$q_o = q_D + q_L$, lb/ft ²	175.75

El refuerzo es diseñado para satisfacer la cuantía mínima del ACI-318 y los requerimientos de resistencia calculados a partir de los momentos flectores en los apoyos y en el vano según ACI 318 (resumidos en la Tabla 2). Barras No. 4 (12.7 mm) con un área de la barra $A_b = 0.20$ in² (1.29 cm²) se colocan a una distancia centro a centro de 12 in (30 cm) para el refuerzo de la parte inferior de la losa, correspondiente a una cuantía $\rho = 0.256\%$ en el centro del vano. En los apoyos se colocan barras No.

4 (12.7 mm) a una distancia centro a centro de 9 in (23 cm), obteniéndose una cuantía $\rho=0.342\%$ para el refuerzo en la parte superior. Las propiedades de la secciones fisuradas y no fisuradas (I_g, M_{cr}, I_{cr}, I_e) y las propiedades de la losa ($I_{e,D}, I_{e,D+L}$) se muestran también en la Tabla 2. Los valores calculados de las deflexiones se resumen en la Tabla 3 y son útiles para el seguimiento detallado del proceso de cálculo. El concreto tiene una resistencia a la compresión especificada $f'_c=5,000$ psi (34.5 MPa), de donde se obtiene $E_c=57,000 \sqrt{5,000}=4,030$ ksi (27,790 MPa) y un módulo de ruptura $f_r=7.5 \sqrt{5,000}=530$ psi (3.65 MPa). Se utiliza acero de refuerzo Grado 60 con $f_y=60$ ksi (414 MPa) y $E_s=29,000$ ksi (200,000 MPa).

La deflexión inmediata debida a la sobrecarga se verifica contra el límite de $\ell/360$ asumiendo el estado de fisuración de la primera carga (sin precarga), en tanto que la deflexión incremental se verifica contra el límite de $\ell/240$ teniendo en cuenta la precarga. La deflexión dependiente del tiempo asume que la carga sostenida dura 5 años o más, de donde se obtiene un factor $\lambda_\Delta=2.0$ (asumiendo que no existe refuerzo de compresión y que no existe un tiempo de espera hasta la instalación de los elementos no estructurales).

Deflexión inmediata debida a la sobrecarga (sin precarga)

La fisuración se verifica con

$$(2/3)M_{cr} = \frac{2}{3} \times \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{2}{3} \times \frac{530 \times 421.9}{3.75 \times 12 \times 1000} =$$

$$\frac{2}{3} \times 4.97 = 3.31 \text{ kip}\cdot\text{ft}/\text{ft}$$

(a) Deflexión de corto plazo debida al peso propio (sin precarga)

La losa no está fisurada en el centro del vano, siendo $M_D=2.74$ (12.2 kN)<3.31 kip·ft/ft (14.7 kN) y $I_e = I_g = 421.9 \text{ in}^4/\text{ft}$ (57,610 cm^4/m).

La losa se fisura en los apoyos, siendo $M_D=3.98$ (17.7 kN)>3.31 kip·ft/ft (14.7 kN) y $(2/3) M_{cr}/M_D = 0.832$. Por lo tanto, se requiere el cálculo de I_e en los apoyos. Utilizando las propiedades de la sección de la Tabla 2 se obtiene

$$I_e = \frac{I_{cr}}{1 - \left(\frac{(2/3)M_{cr}}{M_D} \right)^2 \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_g} \right)} = \frac{60.7}{1 - (0.832)^2 \left(1 - \frac{60.7}{421.9} \right)} =$$

149.0 in^4/ft (20,350 cm^4/m) en los soportes

Utilizando I_e en la mitad del vano para el cálculo de la deflexión de la losa se obtiene $I_{(e,D)} = I_{(e,m)} = 421.9 \text{ in}^4/\text{ft}$ (57,610 cm^4/m) y la deflexión inmediata por peso propio $\Delta_{i,D}$ se calcula con la ecuación siguiente (utilizando un coeficiente de deflexión $K=0.8$)

Tabla 2:
Momentos, factor de deflexión K y propiedades de la sección de la losa del ejemplo

Momentos aproximados	Cara del apoyo izquierdo	Mitad del vano	Cara del apoyo derecho
	$w\ell_n^2/11$	$w\ell_n^2/16$	$w\ell_n^2/11$
M_D , kip·ft/ft	3.98	2.74	3.98
M_L , kip·ft/ft	1.59	1.09	1.59
$M_o = M_D + M_L$, kip·ft/ft	5.57	3.83	5.57
$M_o = w\ell_n^2/8$, kip·ft/ft	7.66		
$K = 1.2 - 0.2M_o/M_o$	0.80		
I_g , in^4/ft	421.9	421.9	421.9
I_{cr} , in^4/ft	60.7	47.3	60.7
M_{cr} , kip·ft/ft	4.97	4.97	4.97
Momento de peso propio M_D			
$(2/3)M_{cr}/M_D$	0.832 (fisurada)	1.208 (fisurada)	0.832 (fisurada)
I_e for M_D , in^4/ft	149.0	421.9	149.0
$I_{e,D} = I_{e,m}$, in^4/ft	421.9		
$I_{e,D} = I_{e,avg}$, in^4/ft	$0.7 \times 421.9 + 0.3 \times 149.0 = 340.0$		
Momento de carga de servicio total $M_o = M_{D+L}$			
$(2/3)M_{cr}/M_o$	0.594 (fisurada)	0.864 (fisurada)	0.594 (fisurada)
I_e for $M_D + M_L$, in^4/ft	87.0	140.4	87.0
$I_{e,D+L} = I_{e,m}$, in^4/ft	140.4		
$I_{e,D+L} = I_{e,avg}$, in^4/ft	$0.7 \times 140.4 + 0.3 \times 87.0 = 124.4$		

$$\Delta_{i,D} = K \frac{5 M_D \ell_n^2}{48 E_c I_{e,D}} = 0.80 \times \frac{5}{48} \times \frac{2.74 \times 12 \times (224)^2}{4030 \times 421.9} = 0.081 \text{ (0.206 cm)}$$

Un escenario alternativo que se explora más adelante en este ejemplo considera un momento en el apoyo igual a $w(\ell_n^2)/12$ y un momento en la mitad del vano igual a $w(\ell_n^2)/24$ correspondientes a una carga uniformemente distribuida de peso propio en todos los vanos.

(b) Deflexión de corto plazo debida al peso propio más sobrecarga

La losa está fisurada en el centro del vano con $M_{D+L}=3.83$ (17kN)> $(2/3) M_{cr}=3.31$ kip·ft/ft(14.7 kN) y también está fisurada en los apoyos con $M_{D+L}=5.57$ (24.8 kN)>3.31 kip·ft/ft(14.7 kN). De donde resulta, $(2/3) M_{cr}/M_{D+L}$ igual a 0.864 en la mitad del vano y 0.594 en los apoyos.

Calculando I_e se obtiene un valor de 140.4 in⁴/ft (19,170 cm⁴/m) en el centro del vano y 87.0 in⁴/ft (11,880 cm⁴/m) en los apoyos (Tabla 2). Utilizando la I_e del centro del vano para la losa, se obtiene $I_{e,D+L} = I_{e,m} = 140 \text{ in}^4/\text{ft}$ (19,170 cm⁴/m) y la deflexión inmediata debida al peso propio más sobrecarga $\Delta_{i,D+L}$ se calcula como

$$\Delta_{i,D+L} = K \frac{5 M_a \ell_n^2}{48 E_c I_{e,D+L}} = 0.80 \times \frac{5}{48} \times \frac{3.83 \times 12 \times (224)^2}{4030 \times 140.4} = 0.340 \text{ in.} \quad (0.864 \text{ cm})$$

(c) Deflexión de corto plazo (inmediata) debida a la sobrecarga

Por lo tanto, la deflexión inmediata debida a la sobrecarga, $\Delta_{i,L}$, (sin considerar precarga) se verifica mediante

$$\Delta_{i,L} = \Delta_{i,D+L} - \Delta_{i,D} = 0.340 - 0.081 = 0.259 \text{ in.} \leq \frac{\ell}{360} = \frac{240}{360} = 0.667 \text{ in.} \quad (1.694 \text{ cm}) \text{ y por lo tanto verifica.}$$

Tabla 3:
Resumen de las deflexiones calculadas usando los momentos aproximados del ACI 318

	Sin precarga	Con precarga
M_D en el centro del vano, kip-ft/ft	2.74	2.74
M_D en el centro del vano, kN-m/m	12.2	12.2
K	0.80	0.80
$I_{e,D}$ or $I_{e,D+L}$, in. ⁴ /ft $I_{e,D}$ or $I_{e,D+L}$, cm. ⁴ /m	421.9 (340.0) para $I_{e,D}$ 57,610 (46,430) para $I_{e,D}$	140.4 (124.4) para $I_{e,D+L}$ 19,170 (16,990) para $I_{e,D+L}$
$\Delta_{i,D}$, in. $\Delta_{i,D}$, cm.	0.081 (0.100) 0.206 (0.254)	0.243 (0.274) 0.617 (0.696)
M_{D+L} en el centro del vano, kip-ft/ft	3.83	3.83
M_{D+L} en el centro del vano, kN-m/m	17.0	17.0
K	0.80	0.80
$I_{e,D+L}$, in. ⁴ /ft $I_{e,D+L}$, cm. ⁴ /m	140.4 (124.4) 19,170 (16,990)	140.4 (124.4) 19,170 (16,990)
$\Delta_{i,D+L}$, in. $\Delta_{i,D+L}$, cm.	0.340 (0.384) 0.864 (0.925)	0.340 (0.384) 0.864 (0.925)
$\Delta_{i,L} = \Delta_{i,D+L} - \Delta_{i,D}$, in. $\Delta_{i,L} = \Delta_{i,D+L} - \Delta_{i,D}$, cm.	0.259 (0.284) 0.658 (0.721)	0.097 (0.110) 0.246 (0.279)
$\Delta_{i,sus} = \Delta_{i,D} + \Delta_{i,L(sus)}$, in. $\Delta_{i,sus} = \Delta_{i,D} + \Delta_{i,L(sus)}$, cm.	0.133 (0.157) 0.338 (0.399)	0.2624 (0.296) 0.666 (0.752)
$\Delta_{inc} = \lambda \Delta_{i,sus} + \Delta_{i,L}$, in. $\Delta_{inc} = \lambda \Delta_{i,sus} + \Delta_{i,L}$, cm.	0.525 (0.598) 1.334 (1.519)	0.622 (0.702) 1.58 (1.783)

Nota: Los valores de las deflexiones se basan en la utilización de $I_{e,m}$ para $I_{e,D}$ y $I_{e,D+L}$ excepto para los valores entre paréntesis, los cuales utilizan $I_{e,avg}$ para $I_{e,D}$ y $I_{e,D+L}$.

Utilizando un valor promedio de I_e para la losa, $I_{e,avg} = 0.7I_{e,m} + 0.15I_{e1} + 0.15I_{e2}$, se obtiene 340 in⁴/ft (46,430 cm⁴/m) para $I_{e,D}$ y 124.4 in⁴/ft (16,990 cm⁴/m) para $I_{e,D+L}$. El correspondiente cálculo de la deflexión inmediata para la sobrecarga (sin precarga) resulta en $\Delta_{i,L} = 0.384 - 0.100 = 0.284 \text{ in.}$ (0.721 cm) (un 10% de incremento de la deflexión respecto del valor de 0.259 in (0.658 cm) obtenido con el valor de I_e en el centro del vano).

Deflexión incremental (con precarga)

La losa trabaja fisurada tanto en el centro del vano como en los apoyos para los momentos flectores debidos al peso propio más la sobrecarga, resultando en $I_e = 140.4 \text{ in}^4/\text{ft}$ (19,120 cm⁴/m) en el centro del vano y $I_e = 87.0 \text{ in}^4/\text{ft}$ (11,880 cm⁴/m) en los apoyos. Considerando $I_{e,D+L} = I_{e,m} = 140 \text{ in}^4/\text{ft}$ (19,120 cm⁴/m) y asumiendo precarga se obtiene

$$\Delta_{i,D} = K \frac{5 M_D \ell_n^2}{48 E_c I_{e,D+L}} = 0.80 \times \frac{5}{48} \times \frac{2.74 \times 12 \times (224)^2}{4030 \times 140.4} = 0.243 \text{ in.} \quad (0.864 \text{ cm})$$

$$\Delta_{i,L} = K \frac{5 M_L \ell_n^2}{48 E_c I_{e,D+L}} = 0.80 \times \frac{5}{48} \times \frac{1.09 \times 12 \times (224)^2}{4030 \times 140.4} = 0.097 \text{ in.} \quad (0.246 \text{ cm})$$

o también, $\Delta_{i,L} = \Delta_{i,D+L} - \Delta_{i,D} = 0.340 - 0.243 = 0.097 \text{ in.}$ (0.246 cm)

El valor de $\Delta_{i,D}$ con precarga es tres veces el valor de la deflexión calculada para la carga por primera vez (incrementándose desde 0.081 in (0.206 cm) sin precarga hasta 0.243 in (0.617 cm) con precarga cuando se utiliza el valor de I_e en el centro del vano). Inversamente, $\Delta_{i,L}$ con precarga es apenas mayor que un tercio del valor calculado sin precarga (disminuyendo de 0.259 in (0.658 cm) sin precarga hasta 0.097 in (0.246 cm) cuando se utiliza el valor de I_e en el centro del vano). Considerando un 20% de la sobrecarga como carga sostenida se obtiene

$$\Delta_{i,sus} = \Delta_{i,D} + 0.2\Delta_{i,L} = 0.243 + 0.2 \times 0.097 = 0.2624 \text{ in.} \quad (0.666 \text{ cm})$$

$$\Delta_{inc} = \lambda \Delta_{i,sus} + \Delta_{i,L} = 2.0 \times 0.2624 + 0.097 = 0.622 \text{ in.} \leq$$

$$\frac{\ell}{240} = \frac{240}{240} = 1.0 \text{ in.} \quad (2.54 \text{ cm}) \text{ y por lo tanto verifica.}$$

Se puede comparar este resultado con el valor de $\Delta_{inc} = 0.525 \text{ in.}$ (1.334 cm) cuando no hay precarga.

Considerando $I_{e,D+} = I_{e,avg} = 124.4 \text{ in}^4/\text{ft}$ (16,990 cm^4/m) y asumiendo precarga se obtiene $\Delta_{inc} = 2.0 \times 0.296 + 0.110 = 0.702 \text{ in}$ (1.783 cm) (un 13% de incremento de las deflexiones pero que todavía satisface el límite de $\ell/240$).

Escenario alternativo para el peso propio

Un escenario alternativo (y quizás más realista) para las deflexiones originadas por el peso propio considera los momentos generados por una carga uniformemente distribuida actuando sobre todos los vanos. Se evalúan a continuación las diferencias resultantes en relación con la influencia de los momentos en el centro del vano y en los apoyos considerados para los cálculos en las deflexiones debidas al peso propio.

Considerando para los momentos en los apoyos de un vano interno que la losa está completamente empotrada en cada extremo, el momento negativo en el apoyo resulta $M_D = w\ell_n^2/12 = 3.65 \text{ kip}\cdot\text{ft}/\text{ft}$ (16.2 kN), el momento positivo en el centro del vano $M_D = w\ell_n^2/24 = 1.83 \text{ kip}\cdot\text{ft}/\text{ft}$ (8.14 kN) y el coeficiente de deflexión $K = 0.60$. La losa está fisurada en los apoyos con $(2/3)M_{cr}/M_D$ igual a 0.907 y el valor correspondiente de $I_e = 205.3 \text{ in}^4/\text{ft}/\text{ft}$ (28,040 cm^4/m) mientras que la losa en el centro del vano está no fisurada con $I_e = 421.9 \text{ in}^4/\text{ft}$ (57,610 cm^4/m). Los momentos flectores y los correspondientes valores de I_e para el peso propio más la sobrecarga no cambian.

Las deflexiones calculadas se resumen en la Tabla 4 para este escenario, dando $\Delta_{i,L} = 0.300 \text{ in}$ (0.762 cm) sin precarga (cuando se usa $I_{e,m}$) y $\Delta_{inc} = 0.550 \text{ in}$ (1.397 cm) con precarga (cuando se usa $I_{e,m}$). Una comparación con la Tabla 3 muestra que las deflexiones debidas al peso propio se reducen un 50% (con o sin precarga), lo que origina un incremento de las deflexiones debidas a las sobrecargas del 16% para el peor caso sin precarga y de más del doble de la deflexión debida a la sobrecarga cuando se considera una precarga. Las deflexiones inmediatas adicionales debidas a la sobrecarga sin precarga siguen dando deflexiones mayores que el valor con precarga. Las deflexiones incrementales disminuyen un 12% con precarga y un 5% sin precarga. Usar la longitud entre centros de apoyo para el cálculo de deflexiones (en lugar de la luz libre) incrementaría las deflexiones en un 15% en este ejemplo.

Resumen

Los valores calculados de las deflexiones inmediatas debidas a la sobrecarga (sin precarga) alcanzaron el 40% del límite reglamentario de deflexiones $\ell/360$ para este ejemplo, mientras que la deflexión incremental (con precarga) alcanza entre el 62 y el 70% del límite correspondiente de $\ell/240$, dependiendo si se toma para I_e el valor en centro de la luz o un promedio. Las deflexiones calculadas se incrementan entre un 10 y un 14% cuando se utiliza el promedio ponderado para I_e respecto de utilizar para I_e el valor del centro del vano. Utilizar un promedio ponderado para I_e predice una respuesta más flexible (con deflexiones mayores) cuando I_e en el centro del tramo es mayor que I_e en los apoyos, como ocurre en este ejemplo.

Los resultados del escenario alternativo considerando los momentos flectores del peso propio uniformemente distribuido actuando sobre todos los tramos demuestra el efecto considerable que las hipótesis sobre los momentos en una estructura continua (estáticamente indeterminada) tienen sobre el cálculo de las deflexiones. Las deflexiones inmediatas debidas a la sobrecarga (sin precarga) se incrementan un 16% mientras que las deflexiones incrementales (con precarga) disminuyen un 12%. Por lo tanto, las hipótesis realizadas en este ejemplo sobre los momentos en los apoyos y en el centro del tramo para las cargas de peso propio afectan los valores calculados de las deflexiones debidas a la sobrecarga y de las deflexiones incrementales en alrededor de $\pm 15\%$.

Referencias

1. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-19)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2019, 624 pp.
2. Bischoff, P.H., "Computing Deflections Using ACI CODE-318-19 and Beyond, Part 1," Concrete International, V. 47, No. 2, Feb. 2025, pp. 47-50
3. ACI Committee 435, "Report on Deflection of Nonprestressed Concrete Structures (ACI PRC-435-20)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2020, 56 pp.

Seleccionado por los editores de interés del lector.

Peter H. Bischoff, FACI, es Profesor Investigador Honorario en el Departamento de Ingeniería Civil en la Universidad de New Brunswick, Fredericton, NB, Canadá. Es miembro de los Comités ACI 224 de fisuración, ACI 435 de deflexiones de estructuras de concreto, ACI 440 de refuerzo con fibras de polímeros y del ACI 440C Código de Concreto Reforzado FRP. Recibió en 2014 el "ACI Design Award" y en 2020 el "ASCE T.Y. Lin Award" por el artículo publicado en el ACI Structural Journal relacionado a la deflexión de miembros de concreto pretensado. Sus intereses en investigación incluyen el comportamiento en servicio de estructuras de concreto.



Título original en inglés:
**Computing Deflections
Using ACI CODE-318-19
and Beyond, Part 4**

**La traducción de este artículo
correspondió al Capítulo Argentina**



*Traductor y
Revisor Técnico:*
**Dr. Ing. Raul
Bertero**

Diseñar para la Vida Útil

P. Nuestra empresa está diseñando una estructura de estacionamiento y el propietario del proyecto aclaró que la estructura debe tener una vida útil de 75 años. Soy el Profesional con licencia para el diseño (LDP [por sus iniciales en inglés]) para el proyecto y recientemente supe de una nueva publicación de ACI sobre evaluación de la vida útil. ¿Cómo puedo implementar este documento en mi proyecto?

R. ACI CODE-365-24: Evaluación de la Vida Útil – La Especificación del Diseño¹ proporciona los requerimientos mínimos para realizar, poner en práctica y documentar las predicciones de la vida útil (ver la Figura 1). Este documento está redactado en términos obligatorios y se convierte en parte de un contrato entre el propietario del proyecto y el profesional de diseño cuando se adopta como referencia. Dicho documento le proporciona instrucciones al ingeniero de vida útil (SLE [por sus iniciales en inglés]) quien fue contratado ya sea como consultor primario o como subconsultor, para establecer la base del diseño en colaboración con el licenciado en diseño y con el propietario para un proyecto específico.

ACI CODE-365-24 define al ingeniero de vida útil [SLE] como “[una] persona que cuenta con título profesional para ejercer la ingeniería tal como lo definen los requerimientos estatutarios de las leyes de obtención de licencia profesional del estado o jurisdicción en la que se construirá la estructura y que es responsable de la predicción de la vida útil. La persona estará calificada mediante capacitación y experiencia para realizar la predicción de la vida útil.”¹ En algunos casos, los licenciados en diseño pueden fungir como ingenieros en vida útil, siempre que estén calificados y cuenten con experiencia. En otros casos, un ingeniero en durabilidad o consultor puede desempeñar esta función si le permite ejercer la ingeniería profesional en la jurisdicción en la que tenga lugar el proyecto.

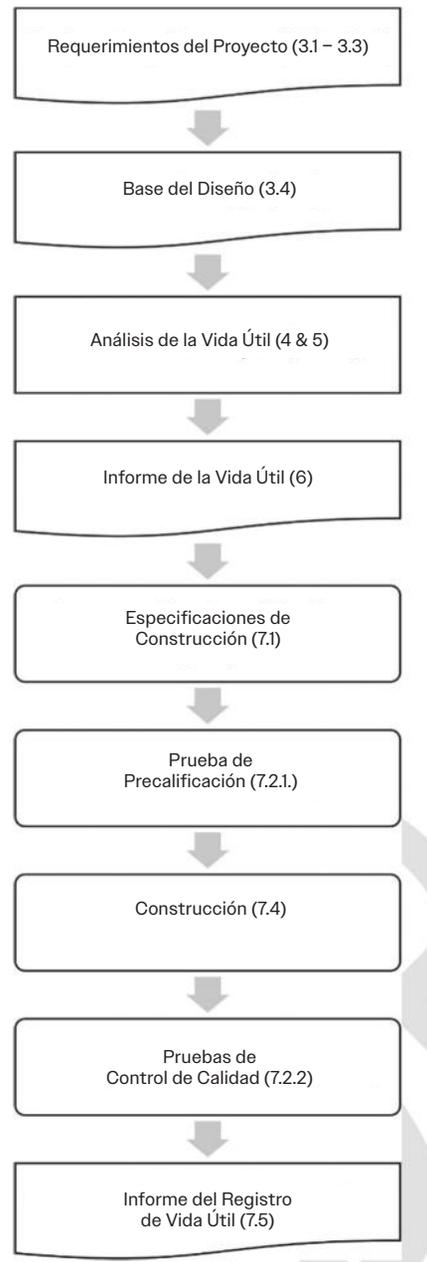


Fig. 1: Un esquema del proceso de predicción de la vida útil (Fig. R.1.2.1 en ACI CODE-365-24¹).

ACI CODE-365-24 no especifica un modelo de vida útil específico ni un enfoque de modelado. En lugar de ello, especifica que es responsabilidad del ingeniero en vida útil seleccionar el abordaje de modelado y proporcionar la justificación para la selección del modelo, así como las limitaciones del enfoque de modelado.

No obstante, ACI CODE-365-24 proporciona los requerimientos para la preparación de un informe de vida útil y un informe de registro de vida útil. Por lo general, el informe de vida útil se elabora en la fase de diseño de un proyecto y proporciona requerimientos de especificación para probar los materiales de concreto con el propósito de lograr la vida útil que se especifique.

Las pruebas y el modelado se utilizan para determinar las medidas de protección apropiadas que deben incorporarse en las especificaciones del proyecto para alcanzar la vida útil que se especifique. Por ejemplo, pueden utilizarse datos históricos y un modelo relacionado para predecir la corrosión del acero de refuerzo provocada por cloruros o carbonatación influenciada por las características de la cubierta, del diseño de la mezcla y de la barra de refuerzo. Para otros mecanismos de deterioro, pueden utilizarse requerimientos cumplidos por vía de excepción. Por ejemplo, es posible especificar la prescripción de un contenido mínimo de inclusión de aire para concreto que se espere que vaya a estar expuesto al congelamiento y descongelamiento o a sales de deshielo.

Tal como se mencionó anteriormente, ACI CODE-365-24 se limita a nuevos proyectos de construcción. Recientemente se conformó un comité nuevo (ACI Comité 365C, Código de Predicción de Vida Útil) para abordar la urgente necesidad de proporcionar una guía para la evaluación de vida útil en estructuras existentes.

Referencias

1. ACI Comité 365, "Service Life Evaluation - Design Specification (ACI CODE-365-24), » American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2024, 22 pp.

Agradecimiento a Jose Pacheco, MJ2 Consulting, PLLC, Bannockburn, IL, Estados Unidos de Norteamérica, Presidente de ACI Comité 365C, Código de Predicción de Vida Útil y al Secretario de ACI Comité 365, Predicción de Vida Útil por proporcionar la respuesta a esta pregunta.

Encuesta de Lector CI

Le solicitamos amablemente dedique unos minutos para responder esta breve encuesta. Su retroalimentación nos ayudará a comprender sus intereses y a mejorar *Concrete International*.



Título original en inglés:
Concrete Q&A.
Designing for Service Life

La traducción de este artículo correspondió al Capítulo México Centro y Sur



Traductora:
Lic. Ana Patricia García Medina



Revisor Técnico:
Dr. Esteban Astudillo de la Vega



24 Horas de

**CONOCIMIENTO
DEL CONCRETO**

**Organizado por el American Concrete Institute
8 y 9 de Julio 2025**

**Participe en 24 horas ininterrumpidas de aprendizaje, colaboración e innovación
con expertos, profesionales y estudiantes de todo el mundo.
Un evento global organizado por ACI.**

Inscripción Gratuita en concrete.org



American Concrete Institute
Always advancing

**Inicio 8 Julio 2025
2:00 PM EDT**

¡Vuelven las 24 Horas de Conocimiento del Concreto con ACI!

Evento gratuito y virtual de alcance global organizado por el American Concrete Institute, que se llevará a cabo del *8 al 9 de julio de 2025*. Serán 24 horas continuas dedicadas al aprendizaje, la colaboración y la innovación en tecnología del concreto.

- Presentaciones en vivo desde 24 países
- Expertos internacionales y sesiones de preguntas en tiempo real
- Casos prácticos, diseño estructural, sostenibilidad y nuevas tecnologías
- Conexión global con profesionales, académicos y estudiantes
- Organizado con más de 20 capítulos internacionales de ACI y socios de la industria.

Más información y registro





CONCRETO
LATINOAMÉRICA