



CONCRETO

LATINOAMÉRICA

VOLUMEN VII | NÚMERO 6 | JULIO 2026

**Escultura de Concreto
en el Desierto de Sonora**
Concreto más notable

Por Michael J. Paul

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

Mtro. Sergio Valdés Constantino

México Sureste

Mtro. Josseph Eli Mandujano Zavala

República Dominicana

Ing. Piero Roberto Caputo Rodríguez

Perú

Ing. José Luis Gonzales Quezada

Puerto Rico

Ing. Anabel N. Merejildo



James Franklin Savage (1927–1967) fue un escultor especializado en elementos prefabricados de concreto que, hasta el día de hoy, adornan numerosos edificios en Tucson, Arizona, Estados Unidos. Savage trabajó con lo que actualmente se conoce como concreto prefabricado segmental o piedra arquitectónica, y sus obras escultóricas se distinguían por combinar símbolos antiguos y modernos. Savage mantuvo una estrecha relación con varios de los arquitectos más reconocidos de Tucson, quienes fueron fundamentales para desarrollar el estilo moderno estadounidense de mediados del siglo XX. El artículo 1 de este número de la revista presenta una selección de las obras más destacadas de Savage.

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 Julio de 2026. 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
Dr. José Manuel Gutiérrez Moreno
Dr. Francisco David Anguiano Pérez
Dr. Aldo Emelio Landa Gómez

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 Armendáriz Solís

Diseño Gráfico:

LDI. Hannia Annett Molina Frías
LDG. Fabiola Nohemi Durán Mata

REVISORES EDITORIALES

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

Ing. José Lozano y Ruy Sánchez
Lic. Iliana M. Garza Gutiérrez
Dr. Lucio Guillermo López Yépez

Dra. Margareth Josefina Dugarte Coll
Dr. Francisco René Vázquez Leal
Dr. José Manuel Gutiérrez Moreno



CONTENIDO

- 1

**Escultura de Concreto en el
Desierto de Sonora**

Concreto más notable

Por Michael J. Paul
- 2

Novedades en Tecnología

**Diseño mecánico-empírico de
losas de concreto sobre el terreno**

*Por Juan Pablo Covarrubias, Robert Rodden, Jeffery
Roesler, Lev Khazanovich, Jorge Olavarria y Nigel Parkes*
- 3

Pruebas y Evaluación de Puentes

La evaluación del puente John Coffee Memorial
demuestra las herramientas de inspección del futuro

Por Mohammad S. Khan.
- 4

**Fórmulas mejoradas para calcular
el esfuerzo en estado último en
tendones no adheridos con base
en el Código ACI/PTI-320-25**

*Por Thomas Kang, Kwanwoo Yi, Jonathan Hirsch y
K. Dirk Bondy*
- 5

Preguntas y Respuestas

**Juntas Híbridas para Losas de
Pisos Industriales sobre Terreno**

CONCRETO

LATINOAMÉRICA

Convocatoria

Incluye tu artículo de investigación
y caso de estudio en nuestra revista.
¡Publicar es muy fácil!



Descarga la
Guía de Publicación



Llena la
Carta de Solicitud

Una vez lista y firmada tu solicitud,
envíala por correo al **concretolatam@gmail.com**

Tu solicitud y artículo serán evaluados
para su publicación.

01

Escultura de Concreto en el Desierto de Sonora

Concreto más notable

Por Michael J. Paul

James Franklin Savage (1927-1967) fue un escultor de concreto prefabricado que, hasta el día de hoy, adorna numerosos edificios en Tucson, Arizona, EE. UU. Savage trabajaba con lo que hoy llamaríamos concreto prefabricado segmentado o piedra artificial: unidades que se unen con mortero para crear arcos, columnas, fachadas, cornisas o frisos. Al menos algunas de las piezas prefabricadas de Savage se elaboraron con una mezcla de concreto que incluía agregados de mármol triturado¹⁻³.

Savage mantenía una estrecha relación con varios arquitectos de renombre de Tucson que fueron fundamentales en el desarrollo del estilo moderno estadounidense de mediados de siglo en las décadas de 1950 y 1960, cuando Tucson experimentaba un rápido crecimiento⁴.

Las obras escultóricas de Savage se distinguen por presentar una combinación de símbolos antiguos y modernos^{2,3,5}.



801 West Congress Street, originalmente un banco, ahora el Centro de Vivienda del Condado de Pima. Una cornisa prominente rodea la manzana principal. Lo que antes era un relieve nítido ha quedado parcialmente oculto por gruesas capas de pintura.



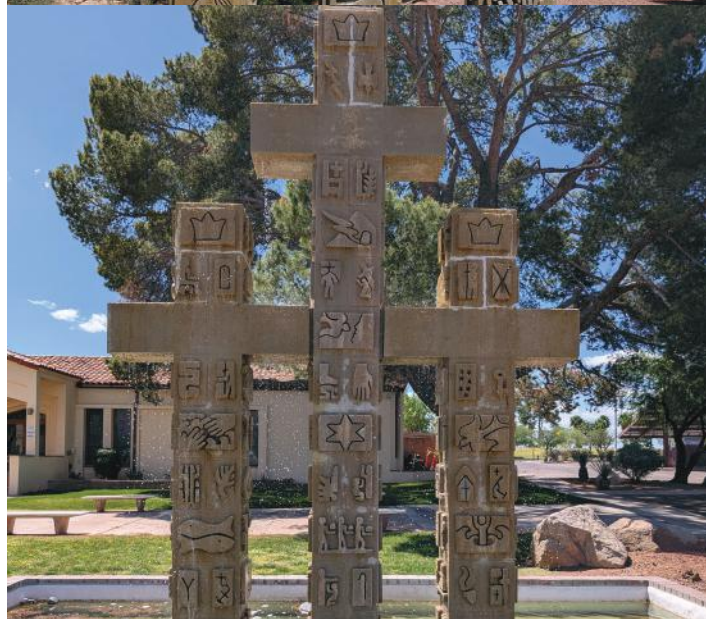
530 North Wilmot Road, la sucursal Murphy-Wilmot de la Biblioteca Pública del Condado de Pima. La entrada principal está enmarcada con una variedad de símbolos que representan diferentes tipos de comunicación escrita.



2631 East Broadway Boulevard, parte de Solot Plaza. El friso que divide la fachada de la cafetería se conserva de lo que originalmente era una oficina de una inmobiliaria.



37 North Tucson Boulevard. Unidades prefabricadas revisten una serie de columnas que soportan un amplio voladizo de techo en una pequeña zona comercial.



2700 East Speedway Boulevard, Iglesia Metodista Unida Catalina. Una fuente monumental reinterpreta símbolos cristianos tradicionales.

Agradecimientos

Gracias a Ron Kovatch de Tucson por impulsar una búsqueda más amplia.

Referencias

1. "Savage, James F., sculptor," Art Inventories Catalog, Smithsonian American Art Museum, Washington, DC.
2. Warman, S.C., "Sculptor Seeks Symbol Ideas," Tucson Daily Citizen, Apr. 20, 1963.
3. Pedersen, B.J., "Totem-Like Pillar a Bit of a Mystery," Arizona Daily Star, Sept. 28, 2009, https://tucson.com/news/local/article_6e9ca48c-1b47-5e70-801c-87e3ff74174c.html.
4. National Register of Historic Places Registration Form, Sunshine Mile Historic District, State Historic Preservation Office, Arizona State Parks and Trails, Apr. 2020, https://www.tucsonaz.gov/files/sharedassets/public/v/1/city-services/planning-development-services/historicpreservation/documents/az_pimacounty_sunshinemilehistoricdistrict_form.pdf. (last accessed June 5, 2026)
5. Cruz, V.M., "Tucson Oddity: Tucson Library's Portal Is Timeline of World's Written Languages," Arizona Daily Star, Sept. 1, 2014, https://tucson.com/news/local/article_f0688f85-c850-5b2c-b4ecfbd4bf9c8e2d.html



North Oracle Road y West Greenock Drive. Junto al letrero de un club de campo y urbanizaciones residenciales relacionadas, un pilar monumental rinde homenaje al deporte y a las culturas nativas americanas locales.



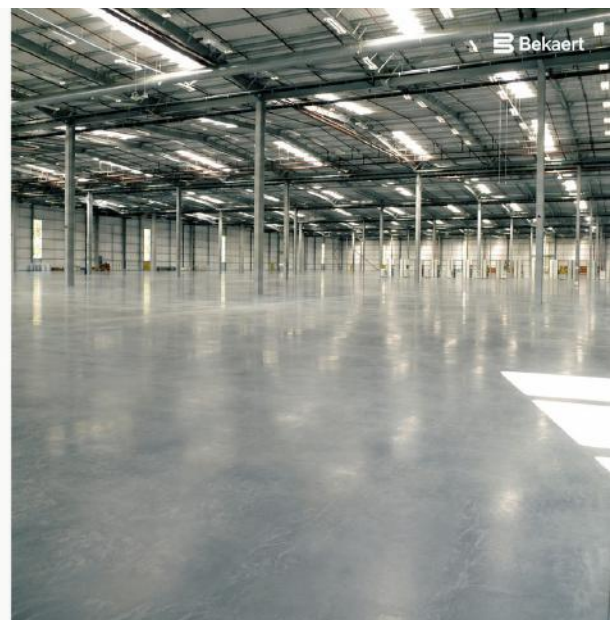
Líderes del refuerzo en México.

En **Bekaert Trade México**, no solo ofrecemos productos: brindamos soporte técnico, capacitación y disponibilidad inmediata para cada obra. Nuestra infraestructura nacional garantiza soluciones a la medida, desde el diseño hasta la entrega.

- 6 almacenes estratégicamente ubicados para entrega inmediata.
- Venta desde 1 saco o una caja, sin mínimo de pedido.
- Capacitación continua y asesoramiento a nuestros aliados.
- Red nacional de distribuidores certificados con cobertura total.
- Equipo comercial especializado en pisos industriales y concretos de alto desempeño.
- Asistencia técnica con herramientas de diseño y acompañamiento en obra. Equipo de ingeniería, acompañamiento en sitio, diseño y optimización de pisos.

Con **Dramix®**, **Synmix®**, **Duomix®** y **Loop®**, Bekaert Trade México reafirma su liderazgo en el desarrollo de pisos más fuertes, sostenibles y eficientes para la industria y la infraestructura del país.

Acércate con nosotros para revisar juntos tu proyecto: +52 5518499120;
alejandro.figueroa@bekaert.com



Michael J. Paul, FACI, es Ingeniero Estructural Principal en Larsen & Landis, Inc., con sede en Filadelfia, Pensilvania, EE. UU. Cuenta con más de 40 años de experiencia en construcción e ingeniería y es un líder reconocido en la industria del concreto. Paul fue Presidente del ACI y su liderazgo y labor voluntaria en esta organización son numerosos. Paul obtuvo su licenciatura en Dartmouth College, Hanover, NH, EE. UU., y su maestría en Ingeniería Civil y en Artes en el Instituto Tecnológico de Massachusetts (MIT), Cambridge, Massachusetts, EE. UU. Es ingeniero profesional colegiado, arquitecto colegiado y Profesional Acreditado en Liderazgo en Energía y Diseño Ambiental (LEED AP).



Título original en inglés:
**Concrete Sculpture in the
Sonoran Desert**
More notable concrete

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



*Traducción y
Revisión Técnica:*
**Dr. José Manuel
Gutiérrez Moreno**

Diseño mecánico-empírico de losas de concreto sobre el terreno

por Juan Pablo Covarrubias, Robert Rodden, Jeffery Roesler, Lev Khazanovich, Jorge Olavarria y Nigel Parkes

Las losas de concreto sobre el terreno se encuentran entre los elementos estructurales más críticos en cuanto a desempeño en la construcción industrial y comercial. Desde centros de distribución de altos volúmenes hasta bodegas de almacenamiento en frío e instalaciones de fabricación, el desempeño estructural y de funcionamiento de estas losas afecta directamente la continuidad operativa, la seguridad de los equipos y los costos de mantenimiento a largo plazo. A pesar de esta relevancia, muchas estructuras con losa sobre el terreno se diseñan utilizando métodos analíticos que datan de hace décadas y que no toman en cuenta el alabeo, la pérdida parcial de apoyo u otros comportamientos que influyen considerablemente en el desempeño en condiciones reales.

El trabajo pionero de Westergaard¹ sentó las bases teóricas para el análisis de esfuerzos en losas apoyadas sobre cimentaciones elásticas, considerando las condiciones de carga en el interior, el borde y la esquina de la losa, bajo la hipótesis de un soporte continuo y uniforme proporcionado por la subrasante. Posteriormente, estas soluciones se plasmaron en tres métodos de diseño ampliamente adoptados: el método de la Asociación Americana de Concreto (American Cement Association [ACA], anteriormente Portland Cement Association, PCA, por sus siglas en inglés)², el método del Instituto de Refuerzo de Alambre (WRI, por sus siglas en inglés)³ y el método del U.S. Army Corps of Engineers (COE, por sus siglas en inglés)⁴. En conjunto, estos tres métodos de diseño constituyen la base de las directrices de diseño de la norma ACI PRC-360R-10, "Guide to Design of Slabs-on-Ground"⁵.

Sin embargo, las losas industriales muestran constantemente comportamientos que estos tres métodos de diseño no predicen. Las losas se curvan debido a las diferencias de humedad y temperatura

a lo largo de su espesor, lo que provoca una pérdida parcial o total de soporte en los bordes y las esquinas, las zonas donde los esfuerzos de diseño suelen ser críticos. Bajo cargas de tránsito y de estanterías (racks), las distribuciones de esfuerzos se modifican sustancialmente debido al alabeo; sin embargo, los métodos tradicionales no contemplan un parámetro de entrada ni un procedimiento explícito para considerarlo. En general, la respuesta ha sido aplicar factores de seguridad sustentados empíricamente, los cuales pueden resultar conservadores en algunos casos y poco conservadores en otros.

La reciente Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide (MEPDG, por sus siglas en inglés)⁶ para pavimentos de carreteras, elaborada por la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO, por sus siglas en inglés), incorpora modelos sofisticados para predecir los daños en los pavimentos, tales como el agrietamiento de las losas de concreto, las fallas en las juntas y la rugosidad del pavimento. Utiliza redes neuronales entrenadas con parámetros determinados mediante un modelo de elementos finitos para predecir los esfuerzos y las deflexiones críticas de las losas de concreto, así como modelos de acumulación incremental de daños y de desarrollo de deterioros.

El procedimiento de predicción de esfuerzos y deflexiones toma en cuenta muchos factores, entre ellos:

- Efectos del peso, la geometría y la posición del eje;
- Interacciones complejas entre las cargas del tráfico y las climáticas;
- Variaciones por hora en los gradientes de temperatura; y
- Variaciones en las propiedades de las capas del pavimento.

Sin embargo, la implementación completa de este procedimiento requiere un esfuerzo considerable.

Este artículo presenta un esquema de diseño mecánico-empírico que evoluciona a partir de la tradición analítica establecida, en lugar de descartarla. Al basarse en los principios de cimentación elástica de Westergaard y ampliarlos mediante el modelado de elementos finitos con ISLAB2000⁷, las redes neuronales sustitutas y la caracterización calibrada de la capacidad de las losas (Fig. 1), la metodología ofrece

una herramienta rigurosa y a la vez práctica para los ingenieros en ejercicio y los responsables de la toma de decisiones técnicas. Si bien la metodología no tiene por qué ser tan compleja como el MEPDG, representa una mejora significativa con respecto a los métodos tradicionales de diseño de losas sobre el terreno. El objetivo no es sustituir el criterio de los ingenieros, sino complementarlo con datos más precisos y un proceso de diseño más transparente.

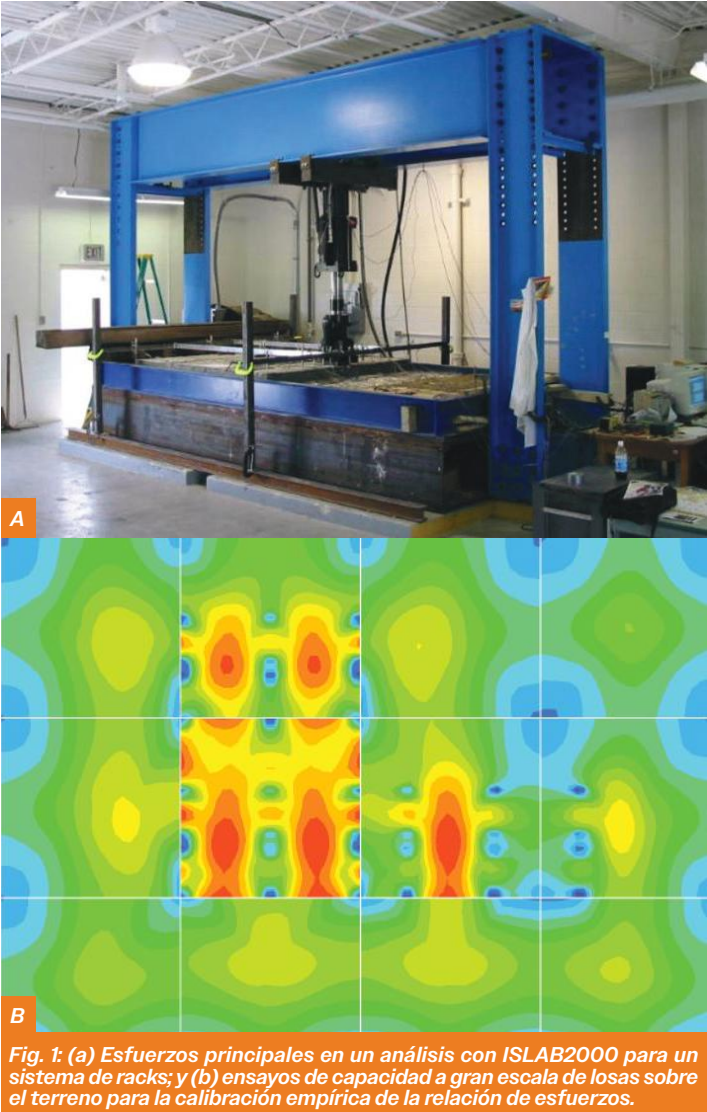


Fig. 1: (a) Esfuerzos principales en un análisis con ISLAB2000 para un sistema de racks; y (b) ensayos de capacidad a gran escala de losas sobre el terreno para la calibración empírica de la relación de esfuerzos.

Limitaciones de los métodos de diseño tradicionales

La Tabla 1 resume las diferencias clave entre los métodos tradicionales de la ACA, el WRI y el COE derivados de la teoría de Westergaard y la metodología de diseño mecánico-empírico de losas sobre el terreno.

Tabla 1. Comparación de las capacidades de los métodos de diseño.

Características	ACA, WRI y COE	M-E losas sobre terreno
Alabeo/soporte parcial	X	✓
Transferencia de carga pasajuntas/junta	●	✓
Tipos de carga en racks y montacargas	●	✓
Aporte de la macrofibra	X	✓
Modelo de capacidad de losas	X	✓
Caracterización del soporte por capas	X	✓

Nota: ✓ está explícitamente representado; X no se aborda; y ● se considera de manera parcial o limitada.

La hipótesis del apoyo total

La norma ACI PRC-360R-10 reconoce explícitamente la limitación fundamental de los tres métodos principales de diseño: “Dado que los tres métodos de diseño de espesor para losas más utilizados (PCA [ahora ACA], WRI, COE) se basan todos en el trabajo de Westergaard y en la suposición de que las losas siempre están totalmente apoyadas sobre la subrasante, arrojan resultados erróneos para el espesor de la losa cuando ésta no está en contacto con la subrasante. A esto se le denomina ‘efecto en voladizo’”⁵.

Este reconocimiento es importante porque el alabeo, que es el mecanismo principal por el cual las losas pierden contacto con su soporte, no es una condición excepcional; el alabeo hacia arriba es la condición esperada para las losas de concreto sobre el terreno en interiores (Fig. 2).

El alabeo (también conocido como arqueamiento) puede producirse debido a variaciones de temperatura o humedad a lo largo del espesor de la losa. En el caso de las losas para interiores, el alabeo se debe principalmente a la pérdida de humedad de la superficie superior de la losa y a una contracción diferencial por secado que provoca que los bordes y las esquinas de la losa se levanten. La magnitud de este efecto depende del espesor de la losa, la mezcla de concreto, las condiciones de curado, el espaciamiento entre juntas, las capas de cimentación y el entorno ambiental. En el modelado de elementos finitos, es común expresar la contracción diferencial como un cambio de temperatura equivalente e incorporarla a los gradientes de temperatura

transitorios durante los cálculos de esfuerzo⁸. En climas templados, los gradientes de temperatura equivalentes derivados de la contracción suelen oscilar de -10 a -30 °C/m (-0.5 a -1.5 °F/pulg.) para los espesores estándar de losas industriales de 125 a 250 mm (5 a 10 pulg.). Los ingredientes del concreto también pueden afectar significativamente la magnitud de la curvatura. El aumento de la finura Blaine del cemento para favorecer una mayor resistencia inicial y el uso de piedra caliza molida para apoyar los esfuerzos de sustentabilidad han incrementado la contracción, lo que ha dado lugar a una alta deformación en mercados donde históricamente no se había observado. En climas cálidos y áridos, donde se utilizan cementos con un mayor contenido de puzolana, algo común en muchos mercados industriales de América Latina, los gradientes de temperatura equivalentes pueden superar los -40 °C/m (-2.0 °F/pulg.), lo que amplifica el efecto en voladizo de las losas sin soporte.

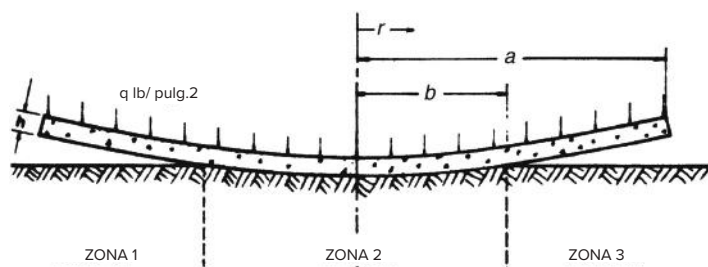


Fig. 2: “Las losas en interiores se alabea hacia arriba debido a la diferencia de humedad entre la parte superior e inferior de las losas.”⁷⁵ Figura 14.2 de la referencia 5.

Caracterización de la capacidad

Una segunda limitación, igualmente importante, de los métodos tradicionales radica en su tratamiento de la capacidad de la losa. Los métodos de la ACA y el WRI derivan el esfuerzo admisible a partir del módulo de ruptura del concreto, lo que equivale a tratar la losa como una viga de flexión estándar. Esto ignora la diferencia en la geometría de la losa, las condiciones de apoyo y la configuración de la carga con respecto a las del ensayo estándar de viga a flexión, la naturaleza fundamentalmente tridimensional (3-D) del comportamiento de la losa y la capacidad de redistribución que ofrece la interacción de la losa con las capas de cimentación. A pesar de ser una práctica común, basar la capacidad a flexión de la losa en el ensayo de flexión de vigas resulta tanto estructuralmente incoherente como engañoso desde el punto de vista práctico.

Desde hace aproximadamente 100 años es bien sabido que los ensayos de vigas con apoyo simple con carga en el punto central o en el tercer punto arrojan resistencias a la flexión diferentes (entre un 15 % y un 25 %), y que el valor de la resistencia varía en función de la profundidad de la viga⁹. Estudios recientes ofrecen ahora una explicación teórica clara y completa de por qué la resistencia de las vigas de concreto varía según la configuración del ensayo y la profundidad de la viga, y de por qué la resistencia a la flexión no es una propiedad del concreto como material^{9,10}. No es de extrañar que se haya demostrado experimentalmente que utilizar la resistencia a la flexión de las vigas para estimar la capacidad o la resistencia de las losas constituye una simplificación burda y excesivamente conservadora¹¹.

El modelo mecánico que aquí se presenta resuelve esta deficiencia al comparar los campos de esfuerzo derivados del análisis de elementos finitos (Finite Element Analysis, FEA, por sus siglas en inglés) bidimensional (2-D) con la capacidad a flexión de la losa de concreto, en lugar de con la resistencia a la flexión de la viga.

Diversidad en el tipo de carga

Las instalaciones industriales modernas presentan condiciones de carga de una variedad y complejidad considerables:

- Montacargas contrapesados y retráctiles con configuraciones de ejes fijos y variables;
- Sistemas de racks o estantería de una o varias patas con espaciamentos entre postes que van de 0.9 a 3.7 m (3 a 12 pies);
- Cargas distribuidas en el piso provenientes del almacenamiento a granel;
- Cargas concentradas provenientes de entrepisos y bandas transportadoras; y
- Cargas sísmicas en las zonas correspondientes.

Los métodos tradicionales se calibraron principalmente para cargas uniformes o concentradas simples y ofrecen una orientación limitada sobre cómo abordar estas configuraciones modernas de manera rigurosa en un marco de diseño en el que interactúan múltiples cargas próximas entre sí.

Marco de diseño

Fundamentos conceptuales

ISLAB2000 conserva como base conceptual el modelo de pavimento de concreto desarrollado por primera vez por Westergaard, pero lo amplía en tres aspectos fundamentales: 1) el modelado explícito del alabeo de la losa y la consiguiente pérdida de contacto con la subrasante; 2) una caracterización mecánico-empírica de las múltiples capas del pavimento; y 3) la consideración de la transferencia de carga a través de las juntas, como la trabazón de los agregados, el refuerzo con barras de amarre y el modelado explícito de las pasajuntas. En conjunto, al tomar en cuenta la abertura de las juntas debida a la contracción del concreto y la fricción entre la losa y la base, estas extensiones permiten que el modelo capture los estados de esfuerzo determinantes que definen el comportamiento de la losa en condiciones de campo más realistas.

El modelado mecánico consiste en un modelo de análisis FEA (análisis por elementos finitos) en 2D denominado ISLAB2000, que utiliza la teoría de placas sobre una cimentación de Winkler, la cual se ha caracterizado mediante un módulo de reacción de la subrasante, el valor k . Más recientemente, se ha propuesto una transformación de las capas de cimentación debajo de la losa a un valor k compuesto equivalente, utilizando la teoría elástica por capas¹². Esta equivalencia de capas de soporte permite caracterizar la rigidez compuesta de las capas de la subrasante, la subbase y la capa base mediante un único valor k compuesto, adecuado para su uso en el análisis de placa sobre cimentación elástica.

Base de datos de simulación y modelo sustituto de red neuronal

El análisis FEA directo de cada caso de diseño con todas las combinaciones de carga y alabeo requiere un gran esfuerzo computacional y no es adecuado para flujos de trabajo de diseño iterativos. Para resolver esto, la metodología de trabajo utiliza un modelo sustituto de red neuronal (neural network, NN, por sus siglas en inglés) entrenado con una base de datos de más de 1.3 millones de simulaciones de ISLAB2000. Esta base de datos incluye un espacio de parámetros cuidadosamente diseñado que abarca espesores de losa de 100 a 355 mm (4 a 14 pulg.), valores k compuestos de 13.6 a 136 kPa/

mm (50 a 500 psi/pulg.), gradientes de temperatura equivalentes de 0 a -50 °C/m (0 a -2.5 °F/pulg.), espaciamientos entre juntas de 2.4 a 6.1 m (8 a 20 pies), diferentes tamaños de pasajuntas y toda la gama de tipos de cargas industriales.

El modelo sustituto de NN se entrenó utilizando una arquitectura de propagación hacia adelante con múltiples capas ocultas, optimizada para predecir el esfuerzo de tracción máximo en posiciones críticas de la losa (parte superior o inferior de la losa y ubicación de la carga en el borde, el interior o la esquina) para el rango de entradas que produce un error absoluto promedio inferior al 2 % en todo el conjunto de datos de validación. Esta precisión, combinada con tiempos de predicción del esfuerzo de milisegundos, permite que la metodología funcione como una herramienta de diseño práctica, que respalda estudios de sensibilidad paramétrica y optimización iterativa que serían impracticables con el análisis FEA directo.

Idea clave:

¿Por qué un modelo sustituto?

Una sola ejecución de análisis FEA para un sistema de losa sobre el terreno con geometría de juntas y configuraciones de carga realistas puede requerir de minutos a horas de tiempo de cálculo. Para la optimización del diseño, que requiere evaluar diferentes combinaciones de variables de diseño, esto resulta poco práctico. El modelo sustituto de red neuronal reduce este tiempo a milisegundos por evaluación, sin sacrificar el rigor físico del análisis FEA subyacente. El resultado es una herramienta de diseño con la precisión de la simulación y la velocidad de una ecuación de forma cerrada.

Datos clave del modelo

Alabeo: diferencial de temperatura equivalente incorporado

El alabeo de las losas se parametriza utilizando la diferencia de temperatura real (ΔT) y el diferencial de temperatura equivalente incorporado (equivalent built-in temperature differential, EBITD, por sus siglas en inglés), que representa la diferencia térmica efectiva que produce la curvatura observada en

las losas debido al alabeo por humedad¹³. Este concepto, aplicado originalmente en la ingeniería de pavimentos de aeropuertos y autopistas, capta tanto las deformaciones diferenciales inducidas por la humedad (EBITD) como las provocadas por la temperatura (ΔT) a lo largo del espesor de la losa. A efectos de diseño, el EBITD se considera un parámetro de entrada y no una magnitud pronosticada, en consonancia con su uso en AASHTOWare Pavement ME Design^{14,15} y OptiPave¹⁶.

Los valores representativos de EBITD para losas industriales de uso exterior oscilan entre -10 °C/m (-0.5 °F/pulg.) para las losas en ambientes templados húmedos y -40 °C/m (-2.0 °F/pulg.) o más para las losas en condiciones cálidas y áridas. Para losas industriales en ambientes con condiciones climáticas controladas (interiores), el ACI PRC-360R-10 indica un rango de -65 a -130 °C/m (-3 a -6 °F/pulg.) durante su uso. Los análisis de sensibilidad realizados en este marco muestran de manera consistente que el EBITD es uno de los parámetros que más influyen en el esfuerzo en los bordes y las esquinas: un cambio de -10 a -30 °C/m (-0.5 a -1.5 °F/pulg.) puede aumentar el esfuerzo crítico en los bordes entre un 25 % y un 45 %, dependiendo del espesor de la losa y el espaciamiento entre juntas. Recientemente, los datos del índice de curvatura (C) pueden recopilarse en el campo y convertirse a EBITD para utilizarlos en el diseño¹⁷. La recopilación de datos precisos sobre el índice de curvatura permitirá a los ingenieros optimizar sus diseños de losas sobre el terreno.

Condiciones de soporte: valor k compuesto

El módulo de reacción de la subrasante k es un parámetro importante para predecir el esfuerzo y la deflexión de las losas sobre el terreno, y su caracterización debe reflejar la rigidez compuesta de las capas de cimentación, la subrasante natural, el relleno artificial, la subbase y/o la capa de base.

La metodología implementa un método de múltiples capas, que combina la solución de la capa elástica con una corrección en la placa rígida. A diferencia de los métodos empíricos tradicionales que se basan únicamente en la resistencia de la subrasante (por ejemplo, el índice de soporte de California [California bearing ratio, CBR, por sus siglas en inglés]), este método toma en cuenta la contribución de todas las capas de cimentación (rigidez y espesor) en la caracterización del valor k

compuesto, lo que proporciona datos de diseño más precisos para la rigidez efectiva de la cimentación en sistemas de soporte de múltiples capas. El conjunto de ecuaciones se calibró con los valores k dinámicos compuestos del diseño ME de pavimentos de AASHTOWare y se comparó con los resultados de campo de los valores k estáticos obtenidos por la Administración Federal de Aviación (Federal Aviation Administration, FAA, por sus siglas en inglés) y la ACA, tal como lo documenta Cañas Silva¹². Para consultar la documentación completa de este enfoque de valores k compuestos mecánico-empíricos, visite [pavements.design/kvalue](https://www.fhwa.dot.gov/pavements/design/kvalue).

Los valores k estáticos compuestos convencionales para aplicaciones industriales oscilan entre 27 y 54 kPa/mm (100 y 200 psi/pulg.) para subrasantes naturales, y aumentan a entre 54 y 109 kPa/mm (200 y 400 psi/pulg.) con una subbase granular bien compactada. Las subbases estabilizadas pueden elevar el valor k estático compuesto por encima de los 136 kPa/mm (500 psi/pulg.), pero dicha recomendación se desarrolló para procedimientos de diseño que ignoran el alabeo de la losa, sin justificaciones mecánicas. Las bases con un soporte más rígido pueden requerir el uso de losas más gruesas en situaciones de mayor curvatura; por lo tanto, la suposición de que un valor k más bajo permite un diseño más conservador debe evaluarse adecuadamente para garantizar que esto sea cierto, tomando en cuenta la magnitud del alabeo y el sistema de losas.

Eficiencia en la transferencia de carga

Una parte de la carga aplicada a una losa puede transferirse al panel de losa adyacente a través de pasajuntas, la trabazón de los agregados en las superficies de las juntas y a través de la base y la subrasante. Este comportamiento compuesto de los paneles en el sistema de losa reduce las deflexiones en el borde sometido a carga y disminuye los esfuerzos causados por el efecto en voladizo. La capacidad de las juntas de contracción y de construcción para transferir la carga de cortante de la losa sometida a carga a la no sometida a carga se caracteriza mediante la eficiencia de transferencia de carga (load-transfer efficiency, LTE, por sus siglas en inglés). Los métodos de diseño tradicionales tratan la transferencia de carga como una consideración de funcionamiento¹⁸; este marco la incorpora directamente en el cálculo de esfuerzos.

En ISLAB2000, las barras pasajuntas se modelan de manera explícita utilizando analogías de vigas sobre cimientos elásticos, y la rigidez de las barras pasajuntas viene determinada por el diámetro de la barra, el espaciamiento, la longitud de empotramiento y el módulo de elasticidad del soporte de concreto. Las juntas sin pasajuntas o con trabazón de agregados pueden producir valores de LTE tan bajos como del 20 al 40 %, lo que da lugar a esfuerzos en los bordes considerablemente más altos. El Modelo Integrado Mejorado de Pasajuntas (Enhanced Integrated Dowel Model, EIDM, por sus siglas en inglés)¹⁹ se utiliza para calcular el tamaño y el espaciamiento del tipo de pasajuntas especificado que se requiere para alcanzar un 90 % de LTE.

Caracterización de materiales

La resistencia a la flexión del concreto a los 28 o 90 días suele servir como indicador alternativo de la resistencia a la tracción del concreto. Cuando se especifican acero estructural o macrofibras sintéticas, la contribución de la resistencia residual tras el agrietamiento se incorpora actualmente mediante un factor de resistencia residual derivado de los resultados de ensayos en vigas con apoyo simple y carga en el tercer punto (ASTM C1609/C1609M²⁰ o EN 14651²¹). Los índices típicos de resistencia residual para dosis de macrofibra de 2.5 a 5 kg/m³ (4 a 8 lb/ yd³) oscilan entre 0.20 y 0.40 en relación con la resistencia a la primera grieta, y se ha demostrado que proporcionan una mejora significativa de la capacidad de flexión de la losa.

A medida que aumentan la longitud y el ancho de los paneles de la losa, se generan esfuerzos de tensión más elevados debido a la retracción de la losa por la contracción por secado, los cambios de temperatura y la restricción por fricción entre la losa y la subbase. Esta restricción entre la losa y la subbase es particularmente importante en las primeras etapas y se incorpora en el diseño mediante un modelo de fricción de Coulomb, definiendo el coeficiente de fricción en la interfaz (μ), que oscila entre 1.5 y 2.0 para las losas coladas directamente sobre una base granular. Cuando las losas se vierten sobre láminas deslizantes o barreras de vapor, el coeficiente de fricción se reduce a un valor de entre 0.3 y 0.5. El modelo de abertura del ancho de la junta del MEPDG⁶ también se incorpora a la herramienta.

Cargas

La metodología de diseño de losas M-E incluye una base de datos predefinida con las configuraciones de carga más comunes en las instalaciones industriales:

- Montacargas contrapesados: configuraciones de un solo eje y de ejes en tándem con cargas en el eje motriz de 44 a 356 kN (10 a 80 kip) y con el espaciamiento entre ruedas y las áreas de contacto predefinidos explícitamente;
- Montacargas retráctiles y recolectores de pedidos (Fig. 3): cargas por eje más ligeras con un espaciamiento entre ruedas más estrecho, lo que permite el uso de losas más delgadas sobre subrasantes débiles;
- Postes de racks de una sola pata y de varias patas: cargas puntuales de 9 a 178 kN (2 a 40 kip) por poste, con espaciamientos entre postes de 0.9 a 3.7 m (3 a 12 pies). Las configuraciones de racks espalda con espalda se modelan explícitamente para capturar los efectos de interacción;
- Cargas de almacenamiento distribuidas: presiones uniformes de 12 a 96 kPa (250 a 2,000 lb/pie²), aplicables a áreas de almacenamiento a granel; y
- Combinaciones sísmicas: factores de amplificación de la carga vertical aplicados a las cargas de las patas de los racks, de acuerdo con los criterios de diseño sísmico aplicables a los mismos.



Fig. 3: Un montacargas retráctil común con ruedas pequeñas y duras.

Modelado de transferencia de cargas

El tratamiento explícito de la transferencia de carga representa uno de los diferenciadores prácticos más significativos de la metodología propuesta. En el diseño tradicional, se supone una carga en el borde libre de la losa como el análisis del peor caso ($LTE = 0\%$), mientras que los diseñadores pueden aplicar una reducción al esfuerzo de tracción crítico en el borde debido a la elección del mecanismo de transferencia de carga en la junta. En realidad, las juntas transversales y longitudinales permiten cierto grado de transferencia de carga a través de ellas, dependiendo del tipo de junta y del dispositivo especificados.

En el modelo FEA, cada junta se representa mediante una serie de resortes de cortante que conectan los paneles de losa adyacentes, con la rigidez de los resortes calibrada para representar la respuesta de la barra pasajuntas o la placa pasajuntas bajo la carga y la geometría de la losa dadas. En el caso de una carga en el borde adyacente a una junta, el modelo calcula simultáneamente la cuenca de deflexión en ambos paneles, lo que da como resultado un campo de esfuerzos que refleja la distribución real de la carga entre los paneles sometidos a carga y los que no lo están.

Esto tiene una importante implicación en el diseño. En el caso de las juntas con pasajuntas, el esfuerzo de diseño en el borde sometido a carga puede ser entre un 15 % y un 30 % menor que el esfuerzo en el borde libre que se supone en los métodos tradicionales, lo que permite reducciones significativas en el espesor requerido de la losa.

Discusión

Mayor precisión e implicaciones de diseño

La metodología mecánica de predicción de esfuerzos genera sistemáticamente resultados que difieren de los métodos tradicionales tanto en magnitud como en ubicación. En los casos en que el alabeo es significativo y las juntas ofrecen una transferencia de carga deficiente, los métodos tradicionales subestiman los esfuerzos críticos entre un 20 y un 50 %, lo que da lugar a diseños poco conservadores que son susceptibles a la aparición de agrietamiento a edad temprana. Por el contrario, en otras condiciones de carga en losas bien apoyadas y

con pasajuntas en todas sus juntas, los factores de seguridad tradicionales pueden dar lugar a diseños con un espesor entre un 15 y un 25 % mayor de lo que se justifica desde el punto de vista mecánico, lo que representa un costo y un uso innecesarios de material.

Para el ingeniero en ejercicio, la metodología propuesta ofrece múltiples vías útiles para optimizar el diseño, tales como variar el espesor de la losa, el espaciamiento entre juntas, el tipo y la dosificación de las fibras, y las especificaciones de los pasajuntas dentro del modelo de predicción de esfuerzo NN. El diseñador puede identificar la combinación que cumple con la relación de esfuerzo admisible al menor costo. Para el responsable de la toma de decisiones técnicas, la metodología ofrece un registro de auditoría transparente en el que cada resultado del diseño se puede rastrear hasta los supuestos de entrada explícitos, lo que permite tomar decisiones de especificación más informadas en cuanto al riesgo.

Consideraciones sobre la implementación

La adopción de metodologías de diseño mecánico-empíricas requiere una caracterización precisa de los datos clave, en particular el EBITD (alabeo), el valor k compuesto y la capacidad de flexión de la losa. El EBITD no se mide de manera rutinaria durante la construcción de losas industriales; su estimación se basa en datos climáticos internos y externos, el diseño de la mezcla de concreto y las prácticas de curado. Los ingenieros que se incorporen a este marco de trabajo deben calibrar inicialmente el EBITD basándose en las observaciones de campo locales y en las mediciones del índice de curvatura; pueden ir refinando este parámetro a medida que se acumulen datos de curvatura y experiencia en el proyecto.

La caracterización del valor k compuesto puede realizarse mediante ensayos de carga con placa (ASTM D1196/D1196M²²) o calcularse retrospectivamente a partir de los datos de deflexión obtenidos con el deflectómetro de peso caído (falling weight deflectometer, FWD, por sus siglas en inglés), cuando estén disponibles. En el caso de construcciones nuevas, la metodología permite al diseñador estimar de manera confiable el valor k de la cimentación compuesta mediante la transformación de las capas de apoyo de la losa¹².

Estas estimaciones pueden verificarse durante las pruebas de aceptación de la capa de cimentación.

La capacidad a flexión de la losa es otro factor importante a la hora de explicar la conocida diferencia de resistencia entre la viga y la losa, lo cual influye considerablemente en la relación de esfuerzos calculada. Se pueden realizar ajustes empíricos para esta estimación de la resistencia a partir de vigas sometidas a flexión, utilizando los resultados de ensayos experimentales existentes^{23,24}.

Guía práctica:

Introducción al diseño mecánico-empírico

Una sola ejecución de análisis FEA para un sistema de losa sobre el terreno con geometría de juntas y configuraciones de carga realistas puede requerir de minutos a horas de tiempo de cálculo. Para la optimización del diseño, que requiere evaluar diferentes combinaciones de variables de diseño, esto resulta poco práctico. El modelo sustituto de red neuronal reduce este tiempo a milisegundos por evaluación, sin sacrificar el rigor físico del análisis FEA subyacente. El resultado es una herramienta de diseño con la precisión de la simulación y la velocidad de una ecuación de forma cerrada.

Conclusiones y recomendaciones

Conclusiones

La metodología de diseño mecánico-empírico presentada en este artículo representa una evolución natural y rigurosa de la práctica de diseño de losas sobre el terreno. Al incorporar explícitamente el alabeo, la interacción entre los soportes en múltiples capas, la transferencia de cargas, la contracción del concreto y configuraciones realistas de carga dentro de un motor computacional basado en el análisis FEA y acelerado por un modelo sustituto de red neuronal, esta metodología aborda las limitaciones más significativas de los métodos tradicionales derivados de Westergaard sin abandonar su fundamento conceptual. Se llega a las siguientes conclusiones principales:

- El alabeo de las losas es una condición común, no excepcional. Los métodos de diseño de losas que asumen un apoyo completo y uniforme

caracterizan de manera sistemáticamente errónea el estado de esfuerzo dominante para las cargas en los bordes y las esquinas, que se encuentran entre las condiciones más críticas en las aplicaciones industriales;

- La eficiencia en la transferencia de carga tiene un efecto directo y cuantificable sobre el esfuerzo de diseño. El modelado explícito de los pasajuntas permite una especificación racional de los detalles de las juntas, en lugar de depender de ajustes empíricos;
- La red neuronal sustituta permite predecir el esfuerzo a velocidad de diseño con una precisión comparable a la del análisis FEA, lo que hace que la optimización iterativa sea práctica para los flujos de trabajo de diseño de ingeniería; y
- Los datos de los materiales, incluyendo la contribución de las fibras, la fricción en la interfaz, la contracción del concreto y la resistencia de la losa, pueden incorporarse de manera explícita, lo que respalda las especificaciones basadas en el desempeño en lugar del diseño prescriptivo.

Recomendaciones para la práctica

Con base en las capacidades de la metodología y el contexto de campo descritos en este artículo, se ofrecen las siguientes recomendaciones prácticas a los ingenieros y responsables de la toma de decisiones técnicas:

- Adoptar el EBITD como dato de entrada estándar para el diseño de proyectos de losas industriales. Utilizar mediciones regionales del índice de curvatura de las losas en instalaciones existentes con diseños y entornos de servicio similares, si no se dispone de mediciones específicas del proyecto. Alentar a los clientes a recopilar datos sobre el índice de curvatura para permitir una mayor optimización del diseño en proyectos futuros;
- Caracterizar los valores k compuestos utilizando métodos mecánico-empíricos modernos y verificar periódicamente dichos valores mediante ensayos de carga con placa durante la aceptación final de la subrasante;
- Especificar juntas de contracción y de construcción con pasajuntas como opción

predeterminada para losas industriales de servicio medio y pesado; y

- Utilizar la metodología para evaluar el refuerzo con fibra como estrategia de reducción de espesor en los diseños, cuantificando el beneficio de resistencia residual frente al diferencial de costo en relación con el espesor adicional de la losa.

celdas de presión embebidos proporcionarán datos de validación directos para la base de datos de simulación por análisis FEA y las predicciones de la NN sustituta. Este esfuerzo debería, como mínimo, verificar las predicciones de esfuerzo, el valor k compuesto y la capacidad de flexión de la losa.

Acceso a SLABSTTM e ISLAB2000TM

Futuras líneas de investigación

Hay varias áreas que merecen un análisis más profundo para ampliar y validar la metodología:

- Calibración de campo del EBITD: el monitoreo sistemático de los perfiles de alabeo de las losas mediante inspecciones periódicas de la superficie permitiría calibrar los modelos EBITD en función del comportamiento medido en diversos contextos climáticos y de construcción;
- Degradación a largo plazo de la transferencia de carga: actualmente, la metodología modela la LTE como un parámetro estático. La incorporación de modelos de aflojamiento de los pasajuntas dependientes del tiempo, calibrados con respecto a mediciones de estabilidad de juntas o datos FWD de losas sobre el terreno en servicio, mejoraría la predicción del desempeño a lo largo del ciclo de vida;
- Integración del cálculo retrospectivo FWD: la integración directa de los datos de deflexión FWD en el flujo de trabajo de derivación del valor k compuesto agilizaría el proceso de caracterización de los datos de entrada para aplicaciones de rehabilitación y diseño de recubrimientos;
- Extensiones del diseño probabilístico: representar los datos clave (EBITD, valor k y resistencia del concreto) como distribuciones de probabilidad en lugar de valores deterministas permitiría una calibración del diseño basada en la confiabilidad, de acuerdo con la orientación de los reglamentos modernos de diseño estructural; y
- Validación frente a losas instrumentadas: las campañas de instrumentación en losas industriales a escala real con deformímetros y

La herramienta de diseño SLABSTTM, desarrollada por The Slab Designer, LLC, está disponible en access@theslabdesigner.com o comunicándose con Robert Rodden al +1.404.425.0814. ISLAB2000TM fue desarrollado por Applied Research Associates (ARA) y está disponible en ISLAB@ara.com o comunicándose con Bill Vavrik al +1.217.356.4500.

Nota para agentes y posibles inquilinos: la estructura de una losa de concreto no se define únicamente por su espesor

Los agentes y corredores inmobiliarios que recomiendan la idoneidad de un edificio basándose únicamente en el espesor de la losa están haciendo un grave perjuicio a la industria. En el caso de edificios especulativos, donde aún se desconoce quién será el arrendatario, los ingenieros deberían especificar en los planos de construcción la capacidad de carga de la losa. El funcionamiento de una instalación se ve significativamente afectado cuando se utilizan juntas sin pasajuntas, por lo que se recomienda a los posibles arrendatarios no alquilar instalaciones sin exigir una certificación que garantice que las deflexiones diferenciales a través de las juntas, bajo el tránsito de sus montacargas, estarán limitadas a los valores recomendados en el ACI PRC-360R-10: es decir, 0.25 mm (0.010 pulg.) para ruedas pequeñas de material duro y 0.51 mm (0.020 pulg.) para ruedas grandes de hule.

Referencias

1. Westergaard, H.M., "Stresses in Concrete Pavements Computed by Theoretical Analysis," *Public Roads*, V. 7, No. 2, Apr. 1926, pp. 25-35.
2. Farny, J.A., *Concrete Floors on Ground*, American Cement Association, Washington, DC, 2001, 136 pp.
3. WRI, *Design of Slab-on-Ground Foundations*, Wire Reinforcement Institute, Hartford, CT, 1996.
4. *Design of Concrete Floor Slabs-On-Ground for DOD Facilities*, U.S. Army Corps of Engineers, Naval Facilities Engineering Systems Command, and Air Force Civil Engineer Center, Mar. 1, 2025, 219 pp.
5. ACI Committee 360, "Guide to Design of Slabs-on-Ground (ACI PRC-360R-10)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2010, 72 pp.
6. AASHTO, *Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide: A Manual of Practice*, third edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 2020.
7. Khazanovich, L.; Yu, H.T.; Rao, S.; Galasova, K.; Shats, E.; and Jones, R., "ISLAB2000—Finite Element Analysis Program for Rigid and Composite Pavements: User's Guide," ARA Inc., ERES Consultants Division, Champaign, IL, 2000.
8. Yu, H.T.; Khazanovich, L.; Darter, M.I.; and Ardani, A., "Analysis of Concrete Pavement Responses to Temperature and Wheel Loads Measured from Instrumented Slabs," *Transportation Research Record*, Issue No. 1639, 1998, pp. 94-101. doi: 10.3141/1639-10
9. Gonnerman, H.F., and Shuman, E.C., "Flexure and Tension Tests of Plain Concrete," *Director Report*, American Cement Association, Series 171, 209, 210, 1928, pp. 137-200.
10. Saha, S.; Roesler, J.; and Lopez-Pamies, O., "Breaking Four-Point and Three-Point Bending Tests," Jan. 2026, <https://doi.org/10.48550/arXiv.2601.04565>.
11. Roesler, J.R.; Lange, D.A.; Altoubat, S.A.; Rieder, K.-A.; and Ulreich, G.R., "Fracture of Plain and Fiber-Reinforced Concrete Slabs under Monotonic Loading," *Journal of Materials in Civil Engineering*, ASCE, V. 16, No. 5, Oct. 2004, pp. 452-60. doi: 10.1061/(ASCE)0899-1561(2004)16:5(452)
12. Cañas Silva, J.T., "Método de Cálculo del Módulo de Reacción 'K' para un Sistema de Fundación Multicapas para Pavimentos de Hormigón," *Memoria de Título, Ingeniería Civil en Obras Civiles*, Universidad de Los Andes, Santiago, Chile, 2010.
13. Rao, S., and Roesler, J.R., "Characterizing Effective Built-In Curling from Concrete Pavement Field Measurements," *Journal of Transportation Engineering*, V. 131, No. 4, Apr. 2005, pp. 320-327. doi:10.1061/(ASCE)0733-947X(2005)131:4(320)
14. AASHTO, "AASHTOWare Pavement ME Design Software, Version 2.6," American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 2020.
15. Yu, H.T.; Khazanovich, L.; and Darter, M.I., "Consideration of JPCP Curling and Warping in the 2002 Design Guide," *Proceedings of the 83rd Annual Meeting of the Transportation Research Board*, Jan. 2004, Washington, DC, pp. 11-15.
16. Covarrubias, J.P., "OptiPave—Mechanistic-Empirical Design Software for Optimized Concrete Pavement Systems: User's Guide," *TCPavements-FORTA*, Santiago, Chile, 2024.
17. Face, A., and Parkes, N., "Addressing Concrete Slab Curl Numbers," *For Construction Pros*, May 25, 2026, <https://www.forconstructionpros.com/concrete/equipment-products/concrete-hand-tools/article/22961028/the-slab-designer-llc-collecting-curl-data-to-improve-concrete-slab-designs>.
18. Parkes, N.K., "Joint Stability and Concrete Floors," *Construction Specifier*, V. 64, No. 8, Aug. 2011, pp. 36-44.
19. Parkes, N.; Olavarría Bastidas, J.; and Rodden, R., "Optimize Concrete Slab Dowel Design," *For Construction Pros*, Oct. 2025.
20. ASTM C1609/C1609M, "Standard Test Method for Flexural Performance of Fiber-Reinforced Concrete (Using Beam with Third-Point Loading)," ASTM International, West Conshohocken, PA, 2019, 9 pp. doi: 10.1520/C1609_C1609M-12
21. EN 14651, "Test Method for Metallic Fibered Concrete - Measuring the Flexural Tensile Strength (Limit of Proportionality (LOP), Residual)," European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, June 2005, 17 pp.
22. ASTM D1196, "Standard Test Method for Nonrepetitive Static Plate Load Tests of Soils and Flexible Pavement Components, For Use in Evaluation and Design of Airport and Highway Pavements," ASTM International, West Conshohocken, PA, 2012, 3 pp. doi:10.1520/D1196-93R04
23. Brand, A.S.; Amirkhanian, A.N.; and Roesler, J.R., "Flexural Capacity of Full-Depth and Two-Lift Concrete Slabs with Recycled Aggregates," *Transportation Research Record*, V. 2456, No. 1, Jan. 2014, pp. 64-72. doi: 10.3141/2456-07
24. Roesler, J.R.; Cervantes, V.G.; and Amirkhanian, A.N., "Accelerated Performance Testing of Concrete Pavement with Short Slabs," *International Journal of Pavement Engineering*, V. 13, No. 6, pp. 494-507. doi:10.1080/10298436.2011.575134.

Seleccionado por los editores por su interés para los lectores.

Juan Pablo Covarrubias, es director general de OptiPave LLC y TCPavements-FORTA (The Heritage Group), y director de LTPisos Design & Engineering S.p.A. Dirigió el desarrollo del sistema OptiPave y es miembro de la Junta Directiva de la Sociedad Internacional de Pavimentos de Concreto (International Society for Concrete Pavements, ISCP, por sus siglas en inglés). Covarrubias cuenta con más de 20 años de experiencia en pisos industriales de concreto, sistemas de losas sobre el terreno e ingeniería de pavimentos de concreto. Su trabajo se centra en el diseño basado en modelos mecánicos, los sistemas optimizados de losas de concreto, el concreto reforzado con fibras y el comportamiento de alabeo y curvado de las losas. Obtuvo su título de ingeniero civil en la Pontificia Universidad Católica de Chile, en Santiago, Chile.



Robert Rodden, miembro del ACI, es un ingeniero de pavimentos dedicado a impulsar la ingeniería de losas y pavimentos de concreto más allá de los supuestos de diseño simplificados tradicionales, mediante el uso de modelos mecánicos, el análisis de elementos finitos y herramientas de diseño computacional. Es cofundador de The Slab Designer LLC y codesarrollador de EIDM y S-Pave™. Rodden es miembro del Comité 223 del ACI, Concreto con compensación de contracción (Shrinkage-Compensating Concrete), y del Subcomité 223-A del ACI, Revisión de la guía (Guide Revision).



Jeffery Roesler, miembro del ACI, es profesor en el Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental (Department of Civil and Environmental Engineering) de la Universidad de Illinois Urbana-Champaign, Urbana, IL, EE. UU. Sus intereses de investigación incluyen el comportamiento de las losas de concreto y la caracterización de materiales, el diseño mecánico, la respuesta de las losas ante el curvado y el alabeo, el concreto reforzado con fibras y los métodos avanzados de análisis para sistemas de pavimentos de concreto industriales y de transporte.



Lev Khazanovich, miembro del ACI, es profesor en el Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental (Department of Civil and Environmental Engineering) de la Universidad de Pittsburgh (University of Pittsburgh), en Pittsburgh, Pensilvania, EE. UU. Es reconocido internacionalmente por su trabajo en mecánica de pavimentos de concreto, modelado de elementos finitos, diseño mecánico-empírico de pavimentos y análisis de infraestructura de transporte. Fue uno de los principales desarrolladores del programa de elementos finitos ISLAB y contribuyó ampliamente al desarrollo de la Guía de Diseño Mecánico-Empírico de Pavimentos (Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide, MEPDG) y del software AASHTOWare Pavement ME.



GI **Germann Instruments**

The Pioneer of Innovative Nondestructive Test Systems for Concrete

MERLIN

El sistema Merlin permite medir la resistividad eléctrica volumétrica —o su inverso, la conductividad eléctrica volumétrica— en especímenes o núcleos de concreto saturados, conforme a la norma ASTM C1876.



germann@germann.org
8845 Forestview Rd Evanston IL, 60293 USA

Normativa aplicada:

El equipo Merlin emplea el método de cuatro puntos para medir con alta precisión la resistencia del espécimen ante una corriente alterna (325 Hz).

Un voltímetro registra la caída de voltaje y un amperímetro la corriente que atraviesa el espécimen. Con base en estos valores (I y V), el sistema calcula y muestra la resistividad eléctrica volumétrica o su inverso, la conductividad.



Contáctanos



Productos

Jorge Olavarria, miembro del ACI, es ingeniero civil (Universidad Austral de Chile) y cuenta con experiencia profesional en ingeniería de carreteras, diseño de pavimentos y evaluación no destructiva. Actualmente cursa su doctorado en ingeniería civil y ambiental en la Universidad de Pittsburgh (University of Pittsburgh), bajo la supervisión de Lev Khazanovich.



Nigel Parkes, FACI, es presidente de Parkes Technologies y cofundador de The Slab Designer LLC. Fue el inventor de las tecnologías de pasajuntas de placa, junta blindada y cubierta de curado. Nigel es miembro de los Comités 223 del ACI, Concreto con compensación de contracción (Shrinkage-Compensating Concrete); 302, Construcción de pisos de concreto (Construction of Concrete Floors); 325, Pavimentos de concreto (Concrete Pavements); 330, Estacionamientos de concreto y pavimentación de terrenos (Concrete Parking Lots and Site Paving); y 360, Diseño de losas sobre el terreno (Design of Slabs on Ground). Es expresidente del Consejo Asesor de Fabricantes (Manufacturers Advisory Council, MAC, por sus siglas en inglés) de la Asociación Estadounidense de Contratistas de Concreto (American Concrete Contractors Association, ASCC) y forma parte de la Junta Directiva de la ASCC.



Título original en inglés:
Tech Spotlight
Mechanistic-Empirical Design of Concrete Slabs- on-Ground

La traducción de este artículo correspondió al Capítulo Noreste de México



Traducción:
Lic. Iliana Margarita Garza Gutiérrez



Revisión Técnica:
Dr. José Manuel Gutiérrez Moreno.

CONCRETO

LATINOAMÉRICA

www.acilatinoamerica.com

Encuentra en nuestro sitio web

Publicaciones pasadas

Directorio de capítulos del ACI

Noticias y eventos

Publicaciones relacionadas



Pruebas y Evaluación de Puentes

La evaluación del puente John Coffee Memorial demuestra las herramientas de inspección del futuro

Por Mohammad S. Khan.

Construido en 1964, el puente John Coffee Memorial (Fig. 1) es un puente de casi 1.6 km (1 milla) de longitud que permite el paso de la Natchez Trace Parkway sobre el río Tennessee. Este puente de dos carriles, 38 tramos y vigas de placa con tablero de concreto ofrece una ruta directa para los viajeros que se desplazan de Tennessee a Misisipi. Si bien el puente ha mostrado deterioro, tanto en la superestructura como en la subestructura, aún no se ha sometido a ninguna rehabilitación importante. Debido a su tamaño, la inspección se vuelve un desafío. En 2018, por ejemplo, una inspección visual manual de los pilares requirió un camión con cámara de inspección en el tablero, control de tráfico y una embarcación con canastilla en las aguas del río. Recientemente se llevó a cabo una evaluación para seleccionar los métodos de restauración adecuados, utilizando herramientas robóticas que permitieron realizar evaluaciones no destructivas (END) sin necesidad de control de tráfico. Este artículo describe estas herramientas y resume la evaluación.



Fig. 1: Puente John Coffee Memorial

Antecedentes

Se realizan esfuerzos continuos para mejorar las técnicas utilizadas para las inspecciones de puentes, incluido el uso de sistemas aéreos no tripulados (UAS) y/o robots de inspección. En 2015, el Departamento de Transporte de Minnesota (MnDOT) llevó a cabo un proyecto de demostración sobre el uso de UAS en inspecciones de seguridad de puentes aplicado a cuatro puentes diferentes en todo el estado¹. Se concluyó que la tecnología puede utilizarse de forma segura en el campo, con un bajo riesgo para el público y el personal de inspección. En la Fase II del estudio del MnDOT, se probaron cámaras de imagen fija, video e infrarrojos montadas en varios productos UAS². Los investigadores concluyeron que el uso de UAS junto con sensores infrarrojos (IR) puede ser una forma eficaz de detectar la delaminación del concreto y puede hacerse sin cerrar un puente al tráfico. Si bien los investigadores también concluyeron que las mediciones pueden estimarse a partir de imágenes, señalaron que un UAS no puede replicar funciones táctiles como sondeo, medición y prueba. Un informe publicado en 2018 por la Administración Federal de Carreteras (FHWA), señaló que los departamentos de transporte que han implementado programas de UAS han encontrado que los UAS pueden ahorrar tiempo y dinero, así como aumentar la seguridad y la eficiencia³.

Muchas tecnologías END que se utilizan actualmente en la industria del transporte han sido empleadas previamente en otras industrias, incluidas la médica y de defensa. La tomografía computarizada y los UAS son algunos ejemplos.

Las aplicaciones END incluyen la recopilación, el procesamiento y el análisis de datos; la evaluación del tipo y el alcance del deterioro; la previsión de la vida útil restante y la selección de acciones correctivas, incluidas el mantenimiento, la reparación, la rehabilitación o el reemplazo. Con el desarrollo de diferentes sistemas de gestión de activos, incluidos los sistemas de gestión de puentes y pavimentos,^{4,5} se ha avanzado en la integración de todo el proceso de aplicación de END, desde la inspección y las pruebas hasta la selección de la acción correctiva. Sin embargo, el proceso todavía está en gran medida fragmentado y compartimentado.

Varias tecnologías END se han incorporado a una plataforma robótica para la detección y el monitoreo de una variedad de mecanismos de deterioro del concreto, dando como resultado un sistema,

“Herramienta de inspección de puentes asistida por robot (RABIT™)”⁶. RABIT incluye resistividad eléctrica, eco de impacto, ondas superficiales ultrasónicas, radar de penetración terrestre (GPR) y una cámara panorámica. Este sistema puede monitorear defectos superficiales visibles a través de la cámara y puede evaluar la probabilidad de corrosión, delaminación y degradación a través de las otras técnicas END instaladas. Aunque RABIT permite la inspección táctil de superficies horizontales (por ejemplo, tableros de puentes), no puede trepar superficies verticales (por ejemplo, pilares y estribos). Sin embargo, se han desarrollado robots de rastreo equipados con tecnologías END para detectar defectos subsuperficiales en vigas, pilares y estribos, y se ha utilizado un robot de rastreo equipado con GPR y una cámara de imágenes de alta resolución (HRI) con éxito limitado en la inspección y prueba de una presa⁷. Además, se ha desarrollado un sistema END de fuga de flujo magnético (MFL) que puede detectar daños inducidos por corrosión en vigas de concreto pretensado debajo de un tablero de puente⁸. Sin embargo, la mayoría de los robots de rastreo no son adecuados para la inspección de superficies verticales de concreto.

Evaluación del puente John Coffee Memorial

Las evaluaciones END del puente en cuestión se llevaron a cabo recientemente utilizando equipos de última generación, incluyendo un UAS y un robot de rastreo (Fig. 2). También se desarrolló una metodología para clasificar los pilares según su deterioro con base a los datos de inspecciones con UAS. El autor cree que este es uno de los despliegues más grandes de tecnologías END a través de estas plataformas realizado hasta la fecha.



Fig. 3: Se captaron imágenes del pilar 5 mediante el UAS y posteriormente se emplearon para resaltar los defectos superficiales.

El UAS era un dron Skydio X10 equipado con tecnología de inteligencia artificial (IA) para enfocar los sensores donde fuera necesario (Fig. 2). Este sistema es capaz de estar en el aire en menos de 40 segundos y puede navegar de forma autónoma durante la noche. Un enlace inalámbrico entre el UAS y su controlador permite el control a distancias de línea de visión de hasta 12 km (7.5 millas). El UAS mide 790 x 650 x 145 mm (31.1 x 25.6 x 5.7 pulg.). Incluyendo las baterías, el dispositivo pesa 2.11 kg (4.65 lb) y su peso máximo de despegue es de 2.49 kg (5.49 lb). Su velocidad horizontal máxima es de 72.4 km/h (45 mph) y puede soportar ráfagas de viento de 12.8 m/s (28 mi/h). El tiempo máximo de vuelo del dron es de 40 minutos.

El robot de rastreo era un HausBots HB2 (Fig. 2). Este robot utiliza la tecnología Aerogrip™, un sistema híbrido de succión y flujo de aire que permite una alta fuerza descendente de aproximadamente 350 N (78.7 lb) para mantenerlo adherido a una superficie vertical. El robot requiere aproximadamente 1,800 W para funcionar y esta energía es suministrada por un cable de sujeción. Con un cable de 25 m (76.25 pies), la capacidad de carga útil del robot es de 4 kg (8.81 lb).



Fig. 4: Imágenes mejoradas del pilar 30 captadas por UAS.

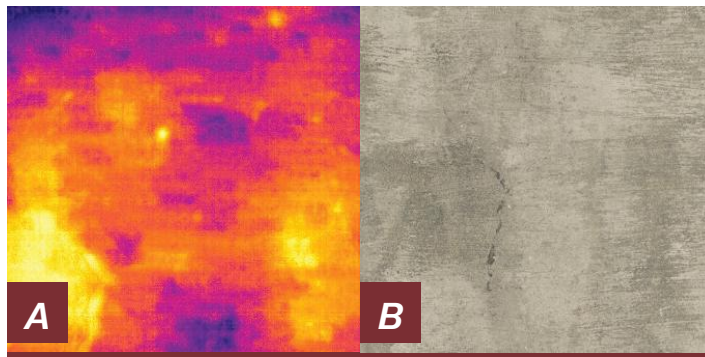


Fig. 5: Una zona específica del pilar 30 con una grieta: (a) imagen IR y (b) imagen HRI.

Tecnologías END

El UAS se equipó con cámaras HRI e IR y el robot móvil con GPR y una cámara HRI. Se realizaron END manuales de los pilares utilizando GPR, eco de pulso ultrasónico, velocidad de pulso ultrasónico y resistividad eléctrica. Sin embargo, debido a limitaciones de espacio, solo se presentan y discuten los resultados de GPR de los END manuales. El despliegue de las tecnologías END se realizó utilizando una embarcación para transportar al equipo a los pilares, navegar entre ellos y servir como plataforma de trabajo para las pruebas.

Metodología de clasificación del deterioro de los pilares:

El estudio con UAS y cámaras HRI e IR generó una gran cantidad de datos, con más de 107,000 archivos de imagen. Dada esta enorme cantidad de datos, no fue práctico cuantificar manualmente el daño superficial en cada uno de los 36 pilares e identificar los 10 pilares con mayor deterioro. Se desarrolló un procedimiento cuantitativo para clasificar los pilares según la extensión del daño en relación con la superficie total de cada pilar. Se desarrollaron dos tipos de clasificaciones: una basada en grietas identificadas, y otra en defectos superficiales, incluyendo grietas, desprendimientos, acero de refuerzo expuesto y corroído. En este procedimiento, se examinaron imágenes de cada pilar para asegurar que cada daño apareciera en una sola imagen. Posteriormente, el daño se marcó utilizando el software de anotación de imágenes ROBOFLOW (Fig. 3 y 4). A continuación, se calculó el número total de píxeles dañados en cada imagen mediante un programa escrito en Python. Finalmente, se calculó el índice de daño para cada pilar con el fin de establecer una clasificación de deterioro. Con base en todos los defectos superficiales, se seleccionaron 10 pilares para una investigación detallada: Pilares 5, 11, 16, 20, 22, 24, 26, 30, 31 y 36.

Si bien solo se utilizó la imagen de alta resolución (HRI) para clasificar el deterioro de los pilares, las imágenes IR se emplearon para confirmar los defectos identificados por HRI. A pesar de las limitaciones de la técnica de termografía infrarroja (por ejemplo, condiciones soleadas o nubladas y la sombra que proyectan los pilares sobre la cubierta), los defectos identificados por ambas técnicas fueron consistentes. La Figura 5 muestra un área específica del pilar 30 donde se observa una fina grieta tanto en las imágenes de alta resolución (HRI) como en las infrarrojas. Asimismo, la imagen infrarroja muestra la probabilidad de cierto deterioro subsuperficial adyacente a la grieta, evidenciado por los colores cálidos.

Resultados y discusión

Los resultados de los ensayos no destructivos robóticos y manuales se describen en las siguientes secciones.

Evaluación no destructiva robotizada

Se examinó un área de 3.05 x 3.05 m (10 x 10 pies) de cada pilar utilizando el robot de rastreo. En cada pilar, se realizaron 10 escaneos GPR con un espaciamiento vertical de 0.3 m (1 pie). Todos los escaneos GPR se realizaron en la cara suroeste de los pilares, excepto el Pilar 36, que está ubicado en tierra firme. Los escaneos de este pilar se tomaron desde la cara noreste del pilar. En el análisis de las señales GPR, se utilizó la técnica de reflexión del acero superior donde las amplitudes de reflexión del escaneo más cercano al acero de refuerzo detectado en los datos se comparan con las amplitudes de reflexión registradas en otras ubicaciones. En esta técnica, la amplitud de las reflexiones a lo largo de un paso de radar proporciona una indicación del estado del concreto; cuanto menor sea la amplitud de las reflexiones, mayor será la probabilidad de deterioro.

En la Tabla 1 se presenta un análisis detallado de la profundidad del recubrimiento de concreto sobre el acero de refuerzo (mínimo, máximo y promedio) y el espaciamiento entre las barras de refuerzo, realizado para el Pilar 30 a partir de todos los escaneos de GPR realizados en este pilar. En la Tabla 1 se observa que el recubrimiento promedio de concreto de los 10 escaneos es de 155 mm (6.1 pulg.) y el espaciamiento promedio entre las barras de refuerzo es de 602 mm (23.7 pulg.). Este espaciamiento de 602 mm concuerda con el espaciamiento entre barras transversales de 610 mm (24 pulg.) medido en un ensayo de GPR limitado realizado en los pilares en 2018 por otros investigadores. Además, un recubrimiento de concreto promedio de 6.1 pulg. se correlaciona bien con el recubrimiento de concreto para barras transversales (estribos) en los planos para el pilar 30, que es de 5.7 pulg.

Evaluación no destructiva manual

Se realizó un ensayo no destructivo manual de los pilares para compararlo con los resultados del ensayo no destructivo con UAS y robotizado. En el ensayo no destructivo manual, se realizaron pruebas en ambas caras de los pilares y dependiendo del tamaño y la forma de los pilares, se probaron áreas de 1.83 x 2.44 m (6 x 8 pies) o 2.13 x 2.13 m (7 x 7 pies) centradas en ambas caras de cada pilar en una cuadrícula de 1 x 1 pie. Se cubrió un área de prueba total de aproximadamente 9.3 m² (100 pies²) para cada uno de los 10 pilares. Los escaneos GPR se hicieron a lo largo de las líneas de cuadrícula horizontales, en lugar de las líneas de cuadrícula verticales inspeccionadas con el robot.

Se observó una variación significativa en la probabilidad de deterioro estimada utilizando el END robótico y el END manual. Para el pilar 30, por ejemplo, la probabilidad de deterioro estimada por el END robótico es del 54% y la del END manual es del 80% (Fig. 7). Hay varias razones para esta variación. La razón principal es que el END robótico se realizó verticalmente y la prueba GPR manual se realizó horizontalmente. Los mapas de deterioro desarrollados a partir de los datos del END robótico se basan en reflexiones de barras de refuerzo horizontales espaciadas a 609.6 mm (24 pulg.), mientras que los mapas desarrollados a partir de la prueba GPR manual se basan en reflexiones de barras de refuerzo longitudinales espaciadas a 304.8 mm (12 pulg.). Los ensayos robóticos y manuales no se realizaron en las mismas líneas de cuadrícula. Las cuadrículas en el programa de pruebas manuales eran de 6 x 8 pies o 7 x 7 pies en cada cara del pilar, para un área de prueba total de 100 pies². Las cuadrículas en el programa de prueba robótica cubrieron toda el área de prueba de 100 pies² en solo una cara del pilar (la cara suroeste, excepto para el pilar 36). Por lo tanto, aunque ambos sistemas se utilizaron para inspeccionar la misma vecindad general en una cara de cada pilar, la inspección robótica cubrió el doble del área cubierta por la inspección manual. Además, el espaciado de 1 pie y la variación en las trayectorias de los escaneos de inspección para los dos sistemas probablemente hicieron que algunos defectos pasaran desapercibidos para ambos sistemas o para uno de ellos. Si bien hubiera sido ideal realizar tanto la prueba manual como la robótica de GPR horizontalmente a lo largo de las mismas líneas de cuadrícula, el robot de rastreo solo puede trepar; no fue posible realizar inspecciones robóticas a lo largo de trayectorias horizontales.

Tabla 1:
Espesor del recubrimiento de concreto y espaciado del acero de refuerzo en la cara suroeste del pilar 30

No. de escaneo	Profundidad máxima del acero de refuerzo (pulg.)	Profundidad mínima del acero de refuerzo (pulg.)	Profundidad promedio del acero de refuerzo (pulg.)	Espaciado del acero de refuerzo (pulg.)
1	6.60	5.80	6.20	23.16
2	6.80	5.80	6.30	23.76
3	7.90	6.50	7.20	24.20
4	9.00	6.90	7.95	23.50
5	8.60	7.10	7.85	24.50
6	6.30	5.70	6.00	23.70
7	5.60	5.00	5.30	23.00
8	4.40	3.90	4.15	24.00
9	3.60	3.40	3.50	23.00
10	2.90	2.50	2.70	22.60

Nota: 25 mm. = 1 pulg.

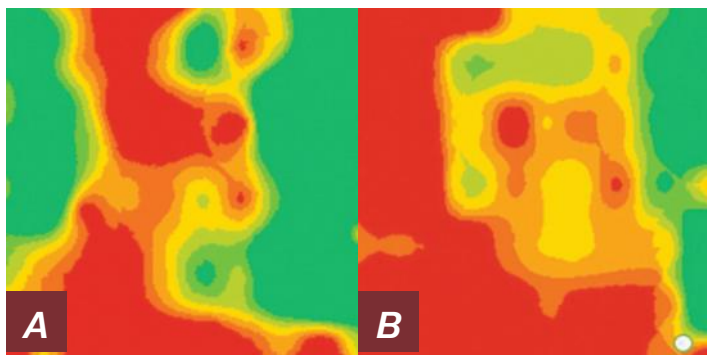


Fig. 6: Mapa de deterioro de la cara suroeste del pilar 30: (a) END robótico; y (b) END manual.



Fig 8: Núcleo de concreto extraído de la cara suroeste del pilar número 30

A pesar de las diferencias en la ubicación de las cuadrículas de prueba y la dirección de los escaneos entre los programas de prueba robotizada y manual de GPR, se espera cierta comparabilidad entre los dos en términos de áreas totales estimadas de deterioro sospechoso del subsuelo (Fig. 7).

En la Fig. 7, se observa que los pilares con un bajo nivel de deterioro presentan valores bajos en ambos programas de ensayo. De igual modo, los pilares con un alto nivel de deterioro presentan valores altos en ambos programas de ensayo.

Validación de los resultados END

Se extrajeron núcleos de cinco de los 10 pilares evaluados, incluyendo los pilares 5, 11, 24, 30 y 36. La ubicación de los cinco testigos extraídos y su estado validan los resultados de los ensayos END. A continuación, se analizan los resultados correspondientes al pilar 30. Se estimó que el área de deterioro bajo la superficie en la cara suroeste de este pilar era del 80 % y del 54 % según el programa de inspección manual con GPR y el programa de inspección robotizada con GPR, respectivamente (Fig. 7).

La ubicación del núcleo está indicada como un círculo blanco en el mapa de deterioro GPR manual del pilar (ver Fig. 6). Este pilar tenía una gran red de grietas que superaban los 1.27 mm (0.05 pulg.) de ancho. Se midieron profundidades de grietas de hasta 118.1 mm (4.65 pulg.) mediante pruebas de velocidad de pulso ultrasónico. Como se muestra en la Fig. 8, se extrajo el núcleo de una de estas ubicaciones de grietas.

Este núcleo presenta múltiples grietas; con la grieta superficial, ubicada en el punto donde se extrajo la muestra, se extiende hasta aproximadamente 76.2 mm (3 pulg.) desde la superficie. Asimismo, se observaron dos grietas horizontales importantes a diferentes profundidades en el núcleo, el cual estuvo a punto de fracturarse. La inspección visual también reveló la presencia de agregados agrietados y que habían reaccionado. El estado del testigo es coherente con los resultados de los ensayos END.

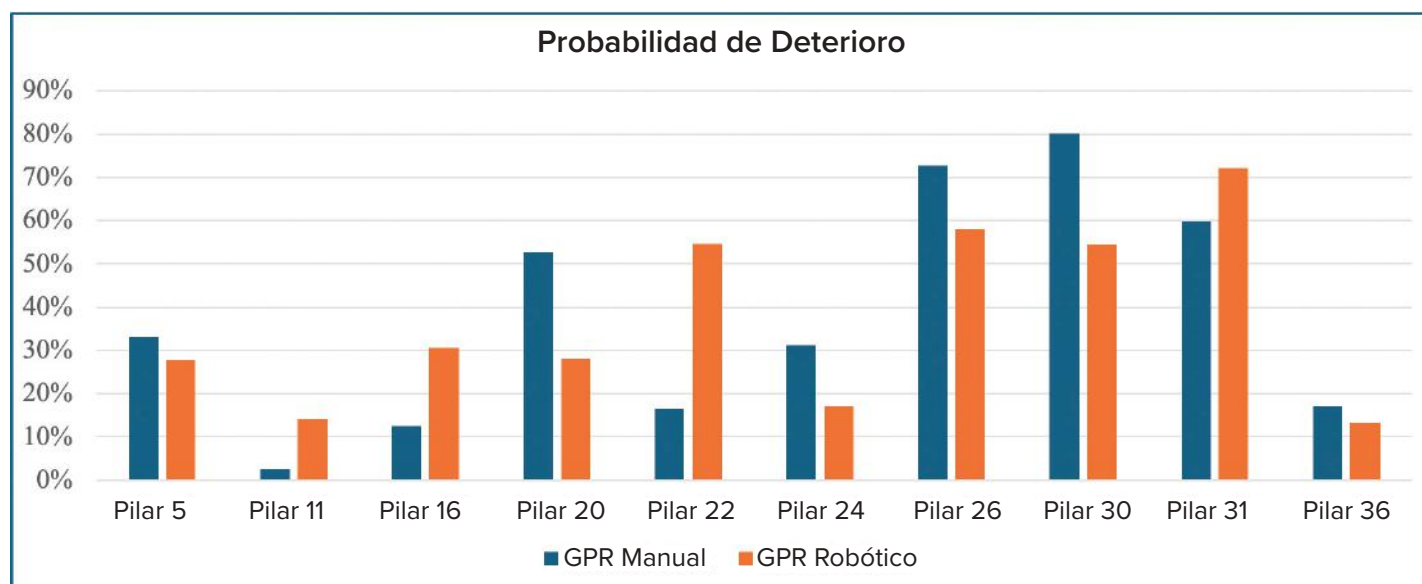


Fig 7: Estimación de áreas probables de deterioro de la subsuperficie basadas en las inspecciones GPR manual y robótico.

Conclusiones

Los objetivos del estudio incluían demostrar la eficacia del uso de sistemas aéreos no tripulados (UAS) y un robot para la inspección y prueba de pilares de puentes en un entorno real. Este objetivo se logró con éxito. Si bien el puente John Coffee Memorial presentó un entorno complejo, se demostró que las plataformas para el despliegue de tecnologías de evaluación no destructiva (END) redujeron sustancialmente el tiempo necesario para la inspección. En consecuencia, se redujeron los costos y se mejoró la seguridad del personal involucrado en las pruebas, así como la de los usuarios de la vía (afectados por el control del tráfico). Además de utilizarse para identificar defectos superficiales en los pilares del puente, las imágenes capturadas con las cámaras montadas en el UAS se utilizaron para generar modelos tridimensionales (3D) de los pilares, algo que no sería posible con la inspección visual convencional.

Este estudio ha demostrado la utilidad y eficacia del robot para inspección y prueba de puentes, particularmente en superficies verticales. El estudio también brindó la oportunidad de realizar una comparación directa entre el END robótico y el END manual. Reconociendo que se utilizaron más tecnologías END en el programa END manual que en el programa END robótico, el tiempo de personal requerido en END manual fue mucho mayor que en END robótico. En el programa END manual, un equipo de cuatro a cinco personas, excluyendo a los dos operadores de la embarcación, estuvo completamente ocupado durante 2 semanas para completar las pruebas. En el programa END robótico, un equipo de tres personas completó las pruebas en 1 semana, a pesar de los desafíos climáticos en algunos días. Además, el END manual podía alcanzar una altura máxima de solo 3.05 m (10 pies) sobre el agua y eso era un esfuerzo, porque requería el uso de un taburete colocado en la embarcación para alcanzar la línea de cuadrícula más alta. Esto habría planteado problemas de seguridad si las corrientes de agua del río no hubieran sido tan estables como lo eran en el momento del programa END manual. Por otro lado, el robot de inspección podría haber alcanzado la altura total del pilar, desde el nivel del barco hasta el borde superior del remate del pilar (aunque el robot no habría podido alcanzar las extensiones salientes del remate) y, finalmente, si se hubiera realizado una END manual desde la base

hasta la parte superior del pilar, se habría necesitado un camión de inspección en la plataforma, control de tráfico para el camión de inspección y un barco con canastilla sobre las aguas del río, como se señaló en el estudio de 2018 mencionado anteriormente.

La maniobrabilidad del robot de rastreo actualmente se limita a una trayectoria vertical que debe ser la misma para el ascenso y el descenso del robot. El robot no puede girar a la derecha, a la izquierda ni en U como un dron o un automóvil. Futuros desarrollos harán que el robot de rastreo sea aún más útil y eficaz de lo que es hoy.

Según el estudio del UAS, el estado de los pilares sobre el agua parece ser aceptable, lo que es coherente con los datos recopilados durante las inspecciones de seguridad bienales del puente. El puente ha recibido sistemáticamente una calificación de 6 en el estado de conservación según las Normas Nacionales de Inspección de Puentes (NBIS). Sin embargo, los END y los núcleos extraídos de los pilares muestran que varios de ellos se encuentran en mal estado. Este estudio demuestra que las inspecciones superficiales por sí solas no son suficientes para evaluar el estado de los elementos del puente y subraya la importancia de utilizar sistemas de END capaces de detectar el deterioro y los defectos del subsuelo.

Agradecimientos

La investigación presentada en este documento fue financiada por la Administración Federal de Carreteras de los Estados Unidos (FHWA). La publicación de este documento no implica necesariamente la aprobación o el respaldo de los hallazgos, opiniones, conclusiones o recomendaciones, ya sean implícitos o expresados específicamente en este documento, por parte de la FHWA o el Gobierno de los Estados Unidos.

Referencias

1. Zink, J., y Lovelace, B., "Proyecto de demostración de inspección de puentes con vehículos aéreos no tripulados", Informe n.º MN/RC 2015-40, Departamento de Transporte de Minnesota, St. Paul, MN, julio de 2015, https://mdl.mndot.gov/_flysystem/fedora/2023-01/201540.pdf.
2. Wells, J., y Lovelace, B., "Proyecto de demostración de inspección de puentes con sistemas de aeronaves no tripuladas, Fase II", Informe n.º MN/RC 2017-18, Departamento de Transporte de Minnesota, St. Paul, MN, junio de 2017, <https://transportation.org/uas-aam/wp-content/uploads/sites/80/2023/05/201718.pdf>.
3. Quinton, D. Regan, T., "Uso de sistemas aéreos no tripulados (UAS) por los DOT estatales", Informe n.º FHWA-HIF-18-060, Asociación Estadounidense de Funcionarios Estatales de Carreteras y Transporte, Washington, DC, noviembre de 2018, <https://www.fhwa.dot.gov/uas/peer/2018peer.pdf>.
4. Khan, M.S., "Sistemas de gestión de puentes: pasado, presente y futuro", Concrete International, vol. 22, n.º 8, agosto de 2000, págs. 53-56.
5. Síntesis del informe NCHRP 501, "Sistemas de gestión de pavimentos: poner los datos a trabajar", K.A. Zimmerman, ed., Transportation Research Board y National Academies of Sciences, Engineering, and Medicine, The National Academies Press, Washington, DC, 2017. doi: 10.17226/24682 S.-H.; y Maher, A., "RABIT: implementación, validación del rendimiento e integración con otras plataformas robóticas para una mejor gestión de los tableros de puentes", International Journal of Intelligent Robotics and Applications, vol. 1, 2017, págs. 271-286. doi:10.1007/s41315-017-0027-5
6. Bigman, D.P., "Evaluating the Feasibility of Robotic Crawler Deployed Ground Penetrating Radar to Assess Repairs of a Concrete Hydroelectric Dam Spillway in Alabama, USA," Water, V. 15, No. 10, mayo de 2023. doi:10.3390/w15101858
7. Shams, S.; Ghorbanpoor, A.; Lin, S.; y Azari, H., "Nondestructive Testing of Steel Corrosion in Prestressed Concrete Structures Using the Magnetic Flux Leakage System," Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, V. 2672, No. 41, 2018, pp. 132-144. 036119811877392. doi:10.1177/0361198118773920

Seleccionado por los editores por su interés para los lectores.

Mohammad S. Khan, FACI, es vicepresidente ejecutivo de HPTech. Antes de incorporarse a HPTech en 2017, fue vicepresidente sénior de Intertek-PSI. Khan cuenta con más de 30 años de experiencia en investigación en ingeniería, así como en ensayos y evaluación de estructuras, especialmente puentes. Ha sido presidente y actualmente es miembro de los Comités ACI 123, Investigación y desarrollos actuales; 222, Corrosión de metales en el concreto; y 357, Estructuras de concreto marítimas y en alta mar; además, es miembro del Comité ACI 201, Durabilidad del concreto. Khan obtuvo su doctorado en ingeniería civil en la Universidad Estatal de Oklahoma, en Stillwater, Oklahoma, EE. UU., en 1992.



MACROFIBRA SINTÉTICA ES MÁS PODER

REFUERZO TRIDIMENSIONAL AL CONCRETO

REDUCE EL AGRIETAMIENTO POR CONTRACCIÓN

REFUÉRZATE ¡AHORA!

CONSTRUYENDO MEJORES PROYECTOS

55 44 40 94 00
WWW.EUCOMEX.COM.MX

EUCLID CHEMICAL
EUCOMEX

Título original en inglés:
Testing and Evaluation of Bridges
Evaluation of the John Coffee
Memorial Bridge demonstrates
inspection tools of the future

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



Traducción:
**Ing. Santiago Vélez
Guayasamín MSc.
Dic.**



Revisión Técnica:
Ing. Carlos Castillo

Fórmulas mejoradas para calcular el esfuerzo en estado último en tendones no adheridos con base en el Código ACI/PTI-320-25

Por Thomas Kang, Kwanwoo Yi, Jonathan Hirsch y K. Dirk Bondy

La Sección 20.3.2.4 del Código ACI/PTI-320-25¹, predice el esfuerzo en el estado último en los tendones (f_{ps}) utilizando términos diferentes según la relación entre el claro libre y la altura de la sección (l_n/h). Sin embargo, este enfoque segmentado genera inconsistencias e ignora los efectos de las articulaciones plásticas, los cuales varían en función del número de claros. Aunque existen modelos alternativos, estos suelen diferir considerablemente de las disposiciones del Código ACI/PTI-320-25, lo que dificulta su adopción en la práctica profesional. Considerando estos desafíos y las investigaciones recientes sobre estructuras de concreto postensado²⁻⁶, se requiere un estudio más preciso acerca del comportamiento del postensado no adherido. Este estudio desarrolla un modelo racional para la predicción del esfuerzo en los tendones f_{ps} , fundamentado en la teoría de las articulaciones plásticas y manteniendo la estructura conceptual del Código ACI/PTI-320-25. La validación experimental confirma que el modelo propuesto ofrece una elevada precisión tanto para sistemas de un solo claro como para estructuras de múltiples claros.

Revisión de las disposiciones para el esfuerzo del tendón en el estado último

En 1962, Warwaruk et al.⁷, establecieron que el incremento del esfuerzo del tendón ($\Delta f_{ps} = f_{ps} - f_{se}$) está relacionado con la razón ρ_p/f'_c , donde f_{se} corresponde al esfuerzo efectivo del preesfuerzo, ρ_p es la relación de acero de preesfuerzo, y f'_c expresa la resistencia a compresión del concreto (Fig. 1).

Con base en esta relación propusieron la ecuación (1) para estimar el esfuerzo último del tendón f_{ps}

$$f_{ps} = f_{se} + 30,000 - 10^{10} \frac{\rho_p}{f'_c} \leq f_{py} \quad (\text{psi}) \quad (1)$$

donde f_{py} es el esfuerzo de fluencia del acero.

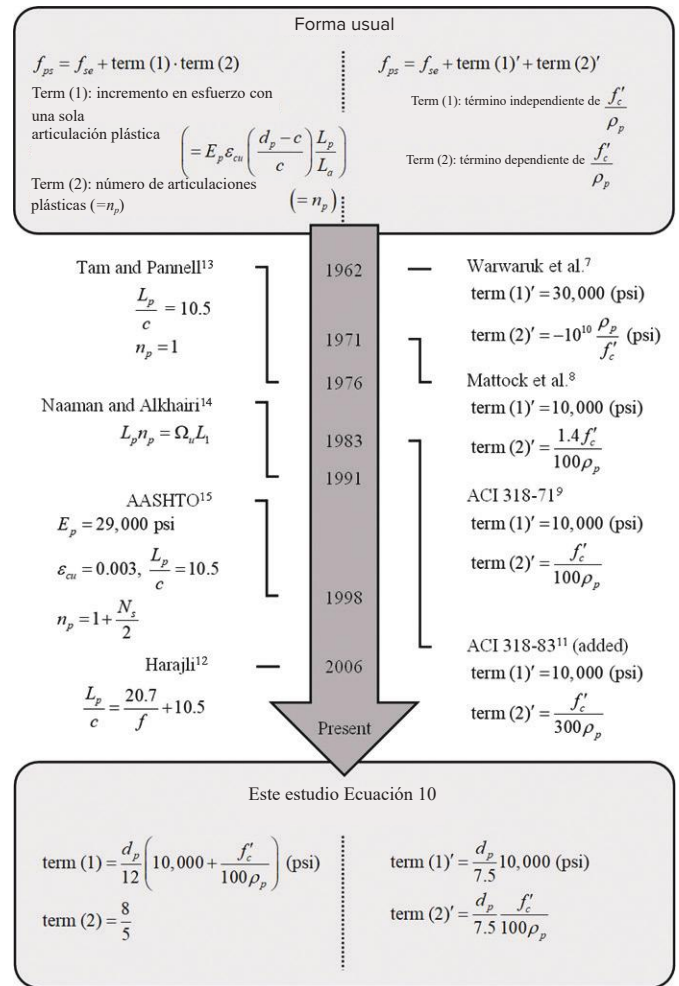


Fig. 1: Cronología de las ecuaciones para f_{ps}

Posteriormente, Mattock y colaboradores⁸, refinaron empíricamente esta expresión mediante la ecuación (2) proporcionando así un límite inferior razonable para el cálculo de f_{ps} considerando la relación ρ_p/f'_c .

$$f_{ps} = f_{se} + 10,000 + \frac{1.4 f'_c}{100 \rho_p} \leq f_{py} \quad (\text{psi}) \quad (2)$$

Esta modificación fue incorporada posteriormente al Código ACI 318-71⁹ como la ecuación (3)

$$f_{ps} = f_{se} + 10,000 + \frac{f'_c}{100 \rho_p} \leq f_{se} + 60,000 \text{ and } f_{py} \quad (\text{psi}) \quad (3)$$

En 1978, Mojtahedi y Gamble¹⁰ demostraron que f_{ps} disminuye a medida que aumenta la relación claro -profundidad (L/d_p) en elementos a flexión con tendones no adheridos, lo que motivó modificaciones al Código ACI 318-71. Como resultado, el Código ACI 318-83¹¹ introdujo la ecuación (4) para $l_n/h > 35$, conservando la disposición original para $l_n/h \leq 35$. Esta distinción permanece vigente en el Código ACI/PTI -320-25.

$$f_{ps} = f_{se} + 10,000 + \frac{f'_c}{300\rho_p} \leq f_{se} + 30,000 \text{ and } f_{py} \text{ (psi)} \quad (4)$$

No obstante, el Código ACI/PTI-320-25 presenta aún dos limitaciones importantes: 1) El valor de f_{ps} presenta una discontinuidad cuando $L_n/h = 35$; y 2) no considera los sistemas de claros múltiples. Para resolver estos inconvenientes se han desarrollado modelos de predicción basados en la teoría de las articulaciones plásticas^{12,15}, incluyendo la ecuación (5)

$$f_{ps} = f_{se} + E_p \varepsilon_{cu} \left(\frac{d_p - c}{c} \right) \frac{L_p}{L_a} n_p \leq f_{py} \quad (5)$$

Donde E_p es el modulo de elasticidad del acero de presfuerzo; ε_{cu} es la deformación unitaria última del concreto a compresión; c es la profundidad del eje neutro; n_p es el número de articulaciones plásticas; d_p es la profundidad del tendón de presfuerzo no adherido; L_p es la longitud equivalente de la articulación plástica; y L_a la longitud del tendón entre anclajes. (Fig. 2)

Los orígenes de la ecuación (5) se remontan al trabajo de Tam y Pannell¹³, quienes propusieron una ecuación para sistemas de un solo claro equivalente a la ecuación (5) considerando $n_p = 1$ y $L_p/c = 10.5$. Posteriormente, Naaman y Alkhairi¹⁴ desarrollaron una ecuación que incorpora el patrón de cargas, equivalente a la Ecuación (5) cuando $L_p n_p = \Omega_u L_1$, donde $\Omega_u = kd_p/L$, donde L es la longitud del claro y k un parámetro que depende del propósito del análisis. La AASHTO¹⁵ adoptó una fórmula similar, consistente con la ecuación anterior cuando: $E_p = 29,000$ ksi, $\varepsilon_{cu} = 0.003$, $L_p/c = 10.5$, y $n_p = 1 + N_s/2$, donde N_s representa el número de apoyos interiores. Más adelante, Harajli¹² analizó el efecto del patrón de cargas proponiendo $L_p/c = 20.7/f + 10.5$ donde f depende del patrón de carga aplicado.

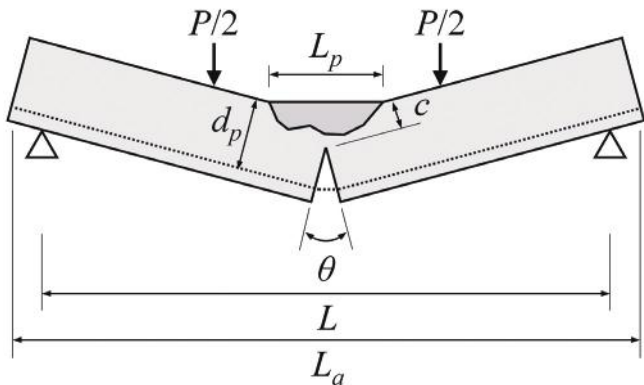


Fig. 2: Falla a flexión de elemento de concreto postensado con tendones no adheridos.

En términos generales, muchos modelos para predecir f_{ps} son consistentes con formulaciones teóricas que incorporan la longitud de la articulación plástica y los efectos de múltiples claros. Sin embargo, su complejidad limita con frecuencia su aplicación práctica en el diseño estructural. Por el contrario, las ecuaciones propuestas por Mattock et al., Mojtahedi y Gamble, así como las disposiciones del Código ACI/PTI-320-25, mantienen una formulación sencilla y práctica, aunque carecen de una fundamentación basada en un modelo teórico racional. Estas limitaciones ponen de manifiesto la necesidad de revisar las disposiciones del código sobre fundamentos teóricos sólidos, conservando al mismo tiempo la simplicidad necesaria para su utilización en el diseño.

Obtención de una ecuación para el esfuerzo del tendón en el estado último

Suponiendo que el modelo de articulaciones plásticas (Fig. 2) representa adecuadamente el comportamiento de f_{ps} , es posible desarrollar una nueva ecuación para el esfuerzo del tendón en el estado último a partir de la ecuación (5). Asignando $E_p = 29,000$ ksi, $\varepsilon_{cu} = 0.003$, $L_p/c = 10.5$, y desarrollando la profundidad del eje neutro c mediante la ecuación (6), se obtiene la ecuación (7).

$$c = \frac{A_p f_{ps} + A_s f_y - A'_s f'_y}{0.85 f'_c \beta_1 b} \quad (6)$$

$$f_{ps} = \frac{1 - \frac{A_s f_y - A'_s f'_y}{0.85 \beta_1 A_p} \frac{\rho_p}{f'_c} + \frac{f_{se}}{900 n_p} \frac{L_a}{d_p}}{\frac{1}{900 n_p} \frac{L_a}{d_p} + \frac{1}{0.85 \beta_1} \frac{\rho_p}{f'_c}} \leq f_{py} \text{ (ksi)} \quad (7)$$

Debido a que, para miembros típicos de concreto postensado no adherido sometidos a flexión, el término $\rho_p/(0.85\beta_1 f'_c)$ es muy pequeño comparado con $L_a/(900 n_p d_p)$ ksi^{-1} puede despreciarse el primer término, obteniéndose la Ecuación (8):

$$f_{ps} = f_{se} + 900 n_p \frac{d_p}{L_a} \left(1 - \frac{A_s f_y - A'_s f'_y}{0.85 \beta_1 A_p} \frac{\rho_p}{f'_c} \right) \leq f_{py} \text{ (ksi)} \quad (8)$$

Resulta interesante observar que la Ecuación (8) guarda una gran similitud con la propuesta originalmente por Warwaruk et al. Si se considera: $n_p = 1$, $L_a/d_p = 30$, y $(A_s f_y - A'_s f'_y)/(0.85 \beta_1 A_p) = 330$ ksi, la Ecuación (8) coincide exactamente con la ecuación

desarrollada por Warwaruk y colaboradores, lo que fortalece su fundamento teórico.

Con el propósito de hacerla compatible con el formato utilizado por el Código ACI/PTI -320-25, la ecuación (8) fue modificada para expresar el término f'_c/ρ_p en el numerador, para lograr una transición similar a la realizada de Warwaruk et al, hacia la de Mattock et al. Durante este proceso se sustituyeron los siguientes valores: $(A_s f_y - A_s f'_y)/(0.85\beta_1 A_p) = 330 \text{ ksi}$, $n_p = (n_b + 1)/2$, y $L_a = n_b l_n$, donde n_p representa el número de claros recorridos por el tendón.

Adicionalmente, se introdujo un término regulador para evitar que el esfuerzo del tendón f_{ps} aumentara excesivamente cuando la cuantía de acero de presfuerzo (ρ_p) fuera pequeña, logrando así una expresión muy similar a la empleada actualmente por el Código ACI/PTI -320-25. El resultado fue la ecuación (9)¹⁶:

$$f_{ps} = f_{se} + \frac{15(n_b + 1)}{n_b} \frac{d_p}{l_n} \left(10,000 + \frac{f'_c}{100\rho_p} \right) \leq f_{se} + 1,800,000 \frac{d_p}{l_n} \text{ and } f_{py} \text{ (psi)} \quad (9)$$

Aunque la ecuación (9) presentó un menor sesgo y una menor dispersión respecto a estudios previos^{1,7,8,15}, ha habido una preocupación creciente por que en la etapa de diseño, el número de claros que cruza un tendón no se conoce con precisión. Además, se ha encontrado que la ecuación (9) puede arrojar diferentes valores de f_{ps} para secciones idénticas cuando las vigas de distinta longitud se conectan con columnas iguales. Por esta razón, el modelo definitivo, expresado mediante la ecuación (10), fue obtenido sustituyendo: $n_b = 5/3$, valor representativo del número de claros del conjunto de datos experimentales; $l_n = 360$ pulgadas, correspondiente al límite superior del conjunto de datos, consiguiéndose que el modelo conserve un comportamiento conservador y, al mismo tiempo, resulta práctico y confiable para el diseño

$$f_{ps} = f_{se} + \frac{d_p}{7.5} \left(10,000 + \frac{f'_c}{100\rho_p} \right) \leq f_{se} + 5000d_p \text{ and } f_{py} \text{ (psi)} \quad (10)$$

donde d_p se expresa en pulgadas y el límite inferior se propone de $0.8h$, en base en los puntos discutidos en el apéndice A.

Cuando $d_p = 7.5$ pulgadas, el primer término de la ecuación (10) reproduce exactamente la ecuación

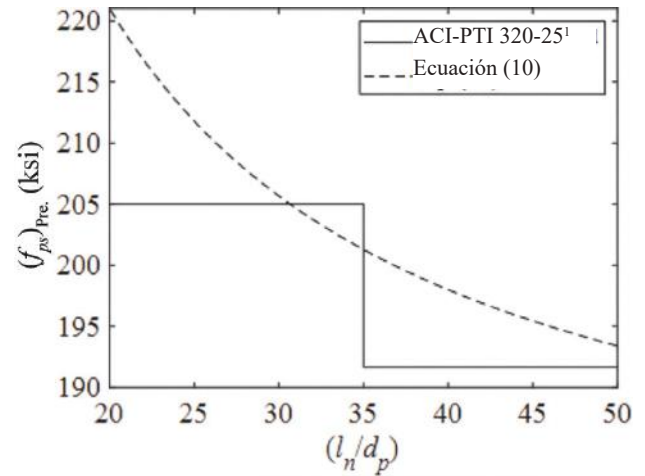


Fig. 3: Predicción de f_{ps} mediante el Código ACI/PTI-320-25 y la ecuación 10.

Nota: f_{se} = Se asume que 175 ksi; $f_{py} = 242$ ksi; $f'_c = 4000$ psi; $l_n = 230$ in.; $\rho_p = 0.002$; y $h = d_p$

vigente del Código ACI/PTI -320-25¹ para relaciones $l_n/h \leq 35$ (Fig. 3).

Para elementos de un solo claro con $d_p \geq 7.5$ pulgadas, la ecuación (10) predice valores de f_{ps} superiores a los obtenidos mediante el Código ACI/PTI -320-25 actual, reflejando el carácter conservador de las disposiciones normativas. En cambio, cuando $d_p < 7.5$ pulgadas, la ecuación (10) produce resultados muy similares a los del Código ACI/PTI-320-25, pero ofrece una relación continua entre el claro y la profundidad, eliminando la discontinuidad presente en la formulación actual del Código ACI/PTI-320-25.

Comparación entre las predicciones y los resultados experimentales

Con el propósito de verificar la precisión del modelo propuesto, la ecuación (10) fue aplicada conjuntamente con las disposiciones del Código ACI/PTI-320-25 para estimar el esfuerzo del tendón en el estado último (f_{ps}) en un conjunto de 416 especímenes utilizado en investigaciones anteriores^{17,18}. Los datos incluidos eran 295 especímenes de un solo claro, 104 especímenes de dos claros y 17 especímenes de 3 claros. Cuando el anclaje del tendón se encontraba dentro del claro, se asumió que el tendón actuaba sobre toda la longitud del claro siempre que su longitud fuera superior a la mitad de la luz libre. El valor promedio, desviación estándar (SD), el coeficiente de variación (COV) y su relación entre el esfuerzo predicho y el esfuerzo experimental ($(f_{ps})_{Pre.}/(f_{ps})_{Exp.}$) se calcularon para ambos modelos, a fin de evaluar sus desempeños para los especímenes de

Tabla 1:
Predicción de resultados.

Investigación o previsión del Código.	Número de claros	$(f_{ps})_{Pre.}/(f_{ps})_{Exp.}$		
		Promedio	Desvia- ción Estándar	Cofici- ente de Variación
Código ACI/ PTI-320-25	Sencillo	0.878	0.114	0.130
	Dos	0.915	0.148	0.162
	Tres	0.981	0.080	0.082
	Total	0.891	0.125	0.140
Este estudio basado en la ecuación 10	Sencillo	0.865	0.115	0.133
	Dos	0.944	0.136	0.144
	Tres	0.922	0.054	0.059
	Total	0.887	0.124	0.140

Note: SD is standard deviation; COV is coefficient of variation.

uno, dos y tres claros, así como para la totalidad de los datos obtenidos. (Tabla 1, Fig. 4).

El valor promedio de la relación $((f_{ps})_{Pre.}/(f_{ps})_{Exp.})$ para el conjunto completo de datos fue de 0.891 utilizando las disposiciones del Código ACI/PTI-320-25, lo que demuestra un factor de seguridad conservador. La ecuación (10) mostró una precisión comparable, obteniendo un valor promedio de 0.887. El coeficiente de variación (COV) para lo previsto según el Código y la ecuación (10) fue de 0.140. Estos resultados confirman que la ecuación (10) proporciona un nivel de exactitud equivalente al del procedimiento actual, por lo que es adecuada para aplicaciones de diseño y análisis estructural.

Se observaron tendencias interesantes cuando se analizaron estructuras continuas de múltiples claros. Para las disposiciones del Código ACI/PTI -320-25, los valores promedio de $(f_{ps})_{Pre.}/(f_{ps})_{Exp.}$ fueron de 0.878 para especímenes de un solo claro; 0.95 para especímenes de dos claros y 0.981 para especímenes de tres claros. Este incremento probablemente se deba a que el Código actual no considera explícitamente el número de claros. En la práctica, las disposiciones del código asumen implícitamente que se desarrollan articulaciones plásticas en todos los claros.

Sin embargo, no todos los especímenes incluidos en la base de datos fueron ensayados hasta alcanzar el colapso de todos los claros. Para el cálculo con la ecuación (10) los valores promedio para $(f_{ps})_{Pre.}/(f_{ps})_{Exp.}$ fueron 0.865 para especímenes de un claro; 0.944 para especímenes de dos claros y 0.922 para especímenes de tres claros.

Basado en estas tendencias se puede concluir que el modelo propuesto supera las disposiciones actuales y proporciona predicciones mucho más consistentes. Debido a que la ecuación (10) conserva prácticamente la misma estructura del Código ACI/PTI-320-25, requiriendo únicamente modificaciones menores, y al mismo tiempo mejora la uniformidad de las predicciones, constituye una alternativa sólida para estimar con mayor confiabilidad el esfuerzo del tendón en aplicaciones estructurales.

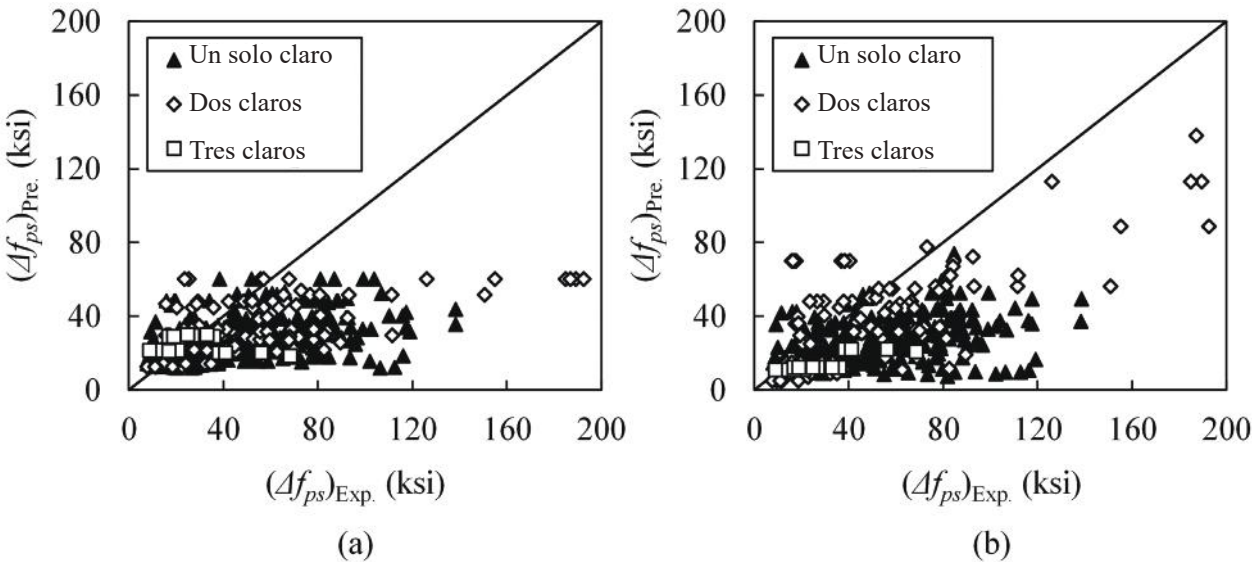


Fig. 4: Predicciones del Δf_{ps} : a) Consideraciones del Código ACI/PTI-320-25 y, b) Ecuación 10.

Propuesta

En comparación con las disposiciones actuales del Código ACI/PTI-320-25, se considera justificada una revisión del código o de sus comentarios (Tabla 2). Actualmente, el Código ACI/PTI-320-25 limita la aplicación de su procedimiento simplificado a miembros que cumplen $f_{se} \geq 0.5f_{pu}$ con el propósito de mantener la precisión de los cálculos, donde f_{pu} es la resistencia última especificada del acero de presfuerzo. No obstante, esta restricción reduce la aplicabilidad del procedimiento y en muchas ocasiones, genera dificultades para los proyectistas. Dado que el modelo propuesto tiene un sólido fundamento teórico, esta limitación deja de ser necesaria. Cuando se aplicó la ecuación (10) a los datos de los 118 especímenes con $f_{se} < 0.5f_{pu}$ usando las disposiciones actuales del Código ACI/PTI-320-25 se obtuvo un promedio de 0.834 y un coeficiente de variación (COV) 0.182 para $(f_{ps})_{Pre.}/(f_{ps})_{Exp}$. En cambio usando la ecuación (10) se obtuvo un promedio de 0.845 y un coeficiente de variación de 0.175, lo que indica mayor exactitud y precisión en el cálculo. Estos descubrimientos refuerzan la racionalidad de eliminar $f_{se} < 0.5f_{pu}$.

Conclusiones

Este estudio presenta un procedimiento más racional para estimar el esfuerzo de los tendones en estructuras de concreto postensado no adherido, manteniendo una formulación muy similar a la actualmente utilizada por el Código ACI/PTI-320-25. Es importante destacar que, cuando se adoptan determinados valores constantes para la profundidad del tendón de presfuerzo, la ecuación propuesta reproduce parcialmente las disposiciones vigentes del código para miembros cuya relación claro a profundidad es menor o igual a 35. Esta característica fortalece el fundamento teórico de los modelos desarrollados anteriormente y, al mismo tiempo, conserva una formulación sencilla y compatible con los procedimientos de diseño actuales.

Las comparaciones realizadas con una amplia base de datos experimental indican que, aunque el procedimiento del Código ACI/PTI-320-25 resulta práctico, el modelo propuesto presenta niveles de exactitud y precisión comparables con los observados experimentalmente. De manera específica, las disposiciones actuales del código muestran variaciones importantes en su desempeño entre

Tabla 2: Comparativo entre las provisiones del Código ACI/PTI-320-251, Sección 20.3.2.4 y la ecuación propuesta.

Código ACI/PTI-320-251', Sección 20.3.2.4.1	Revisión propuesta																			
Como forma alterna y más aproximado cálculo de f_{ps} , los valores de f_{ps} calculados de acuerdo con la Tabla 20.3.2.4.1 se permitirá para elementos presforzados con tendones no adheridos, si f_{se} mayor o igual a $0.5 f_{pu}$.	Como alternativa a un cálculo más preciso de los f_{ps} , se permitirán los valores de f_{ps} calculados de acuerdo con la Tabla 20.3.2.4.1.																			
Tabla 20.3.2.4.1. Valores aproximados de f_{se} en la resistencia a flexión nominal para tendones no adheridos.	Tabla 20.3.2.4.1. Valores aproximados de f_{se} en la resistencia a flexión nominal para tendones no adheridos.																			
<table><tr><th>l_n/h</th><th colspan="2">f_{ps}</th></tr><tr><td rowspan="3">≤ 35</td><td rowspan="3">El menor de:</td><td>$f_{se} + 10,000 + \frac{f'_c}{100\rho_p}$</td></tr><tr><td>$f_{se} + 60,000$</td></tr><tr><td>$f_{py}$</td></tr><tr><td rowspan="3">> 35</td><td rowspan="3">El menor de:</td><td>$f_{se} + 10,000 + \frac{f'_c}{300\rho_p}$</td></tr><tr><td>$f_{se} + 30,000$</td></tr><tr><td>$f_{py}$</td></tr></table>	l_n/h	f_{ps}		≤ 35	El menor de:	$f_{se} + 10,000 + \frac{f'_c}{100\rho_p}$	$f_{se} + 60,000$	f_{py}	> 35	El menor de:	$f_{se} + 10,000 + \frac{f'_c}{300\rho_p}$	$f_{se} + 30,000$	f_{py}	<table><tr><th colspan="2">f_{ps}</th></tr><tr><td rowspan="3">El menor de:</td><td>$f_{se} + \frac{d_p}{7.5} \left(10,000 + \frac{f'_c}{100\rho_p} \right)$</td></tr><tr><td>$f_{se} + 5000d_p$</td></tr><tr><td>$f_{py}$</td></tr></table>	f_{ps}		El menor de:	$f_{se} + \frac{d_p}{7.5} \left(10,000 + \frac{f'_c}{100\rho_p} \right)$	$f_{se} + 5000d_p$	f_{py}
l_n/h	f_{ps}																			
≤ 35	El menor de:	$f_{se} + 10,000 + \frac{f'_c}{100\rho_p}$																		
		$f_{se} + 60,000$																		
		f_{py}																		
> 35	El menor de:	$f_{se} + 10,000 + \frac{f'_c}{300\rho_p}$																		
		$f_{se} + 30,000$																		
		f_{py}																		
f_{ps}																				
El menor de:	$f_{se} + \frac{d_p}{7.5} \left(10,000 + \frac{f'_c}{100\rho_p} \right)$																			
	$f_{se} + 5000d_p$																			
	f_{py}																			

Nota: A_{ps} área de presfuerzo longitudinal a tensión; b ancho de la cara a compresión del elemento; d_p distancia entre la fibra a compresión más extrema y el centroide del acero de presfuerzo en pulgadas; f'_c resistencia especificada a compresión del concreto; f_{ps} esfuerzo en el acero de presfuerzo al esfuerzo flexionante nominal; f_{pu} resistencia especificada a tensión del acero de presfuerzo; f_{py} esfuerzo especificado de fluencia para el acero de presfuerzo; f_{se} esfuerzo efectivo en el acero de presfuerzo; h altura total del elemento; l_n longitud total del claro medido de cara a cara de los apoyos; ρ_p es la relación entre A_{ps} y bd_p . Cuando dos secciones adyacentes tienen diferentes valores de d_p , se debe usar un valor promedio.

miembros de un solo claro y miembros de múltiples claros. Por el contrario, el modelo desarrollado mantiene una confiabilidad prácticamente uniforme para diferentes configuraciones estructurales.

En consecuencia, la ecuación propuesta no solo conserva la estructura familiar del Código ACI/PTI-320-25, sino que también proporciona un mejor desempeño predictivo. Gracias a su sólido fundamento teórico, facilidad de aplicación y mayor consistencia, el modelo constituye un avance prometedor para la estimación del esfuerzo de los tendones en estructuras de concreto postensado no adherido. Ejemplos prácticos de diseño utilizando tanto la ecuación propuesta como las disposiciones del Código ACI/PTI-320-25 se presentan en el Apéndice B.

Agradecimientos

Esta investigación fue financiada por la National Research Foundation of Korea (RS-2021-NR060085) y por el Institute of Engineering Research de la Universidad Nacional de Seúl.

Referencias

1. Joint ACI-PTI Committee 320, "Post-Tensioned Structural Concrete—Code Requirements and Commentary (ACI/PTI CODE-320-25)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2025, 168 pp.
2. Allred, B., "Unique Aspects of fps and Strength Design in Unbonded Post-Tensioned Concrete," PTI Journal, V. 20, No. 2, 2024, pp. 18-23.
3. Allred, B., "Shear Design of Post-Tensioned Concrete Diaphragms—Comparison of Two Different Approaches," PTI Journal, V. 16, No. 1, July 2020, pp. 17-25.
4. Maguire, M.; Collins, W.N.; Halbe, K.R.; and Roberts-Wollmann, C.L., "Multi-Span Members with Unbonded Tendons: Ultimate Strength Behavior," ACI Structural Journal, V. 113, No. 2, Mar.-Apr. 2016, pp. 195-204. doi: 10.14359/51688192
5. Ojo, T., and Roberts-Wollmann, C., "Comparison of Post-Tensioned Slabs with Banded-Uniform and Banded-Banded Tendon Arrangements," ACI Structural Journal, V. 119, No. 4, July 2022, pp. 211-223. doi: 10.14359/51734493
6. Roberts-Wollmann, C., and Wollmann, G., "Bearing Strength of Unbonded Monostrand Post-Tensioning Anchors in Slab Edges," PTI Journal, V. 6, No. 2, Aug. 2008.
7. Warwaruk, J.; Sozen, M.A.; and Siess, C.P., "Investigation of Prestressed Reinforced Concrete for Highway Bridges, Part III: Strength and Behavior in Flexure of Prestressed Concrete Beams," Bulletin of University of Illinois Engineering Experiment Station, No. 464, Chicago, IL, 1962, p. 105.
8. Mattock, A.H.; Yamazaki, J.; and Kattula, B.T., "Comparative Study of Prestressed Concrete Beams, With and Without Bond," ACI Journal Proceedings, V. 68, No. 2, Feb. 1971, pp. 116-125. doi: 10.14359/11298
9. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-71)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1971, 78 pp.
10. Mojtahedi, S., and Gamble, W.L., "Ultimate Steel Stress in Unbonded Prestressed Concrete," Journal of the Structural Division, ASCE, V. 104, No. 7, July 1978, pp. 1159-1165. doi: 10.1061/JSDEAG.0004957
11. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-83)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1983.
12. Harajli, M.H., "On the Stress in Unbonded Tendons at Ultimate: Critical Assessment and Proposed Changes," ACI Structural Journal, V. 103, No. 6, Nov.-Dec. 2006, pp. 803-812. doi: 10.14359/18231
13. Tam, A., and Pannell, F.N., "The Ultimate Moment of Resistance of Unbonded Partially Prestressed Reinforced Concrete Beams," Magazine of Concrete Research, V. 28, No. 97, 1976. doi: 10.1680/macri.1976.28.97.203
14. Naaman, A.E., and Alkhairi, F.M., "Stress at Ultimate in Unbonded Post-Tensioning Tendons: Part 2—Proposed Methodology," ACI Structural Journal, V. 88, No. 6, Nov.-Dec. 1991, pp. 683-692. doi: 10.14359/1288
15. AASHTO, "Guide Specifications for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges," second edition, American Association of State Highway Transportation Officials, Washington, DC, 1999.
16. Yi, K., and Kang, T.H.-K., "Revised Formulations of Unbonded Tendon Stress at Ultimate Based on the ACI-PTI Code," PTI Journal, V. 21, No. 2, 2025, pp. 6-23.
17. Shin, H., "Behavior of Greased-Sheathed Strand Tendons in Post-Tensioned Structures with Grouted Duct." PhD dissertation, Seoul National University Graduate School, Seoul, Korea, 2024.
18. Yang, K.-H., and Kang, T.H.-K., "Equivalent Strain Distribution Factor for Unbonded Tendon Stress at Ultimate," ACI Structural Journal, V. 108, No. 2, Mar.-Apr. 2011, pp. 217-226. doi: 10.14359/51664257

Thomas Kang, FACI, es profesor de Ingeniería Estructural y del Programa Interdisciplinario en Inteligencia Artificial de la Universidad Nacional de Seúl (SNU), en Seúl, Corea del Sur.

Ha impartido cursos sobre diseño de estructuras de concreto presforzado y postensado en la Universidad Nacional de Seúl; la Universidad de California, Los Ángeles (UCLA); la Universidad de Oklahoma; la Universidad de Tokio; la Universidad de Ciudad del Cabo y la Universidad de Illinois en Urbana-Champaign.

Es miembro de los Comités ACI 352, ACI 423, del Comité Conjunto ACI-PTI 320 y del Comité Conjunto ACI-ASME 359. Asimismo, participa en los Comités PTI DC-20 y PTI RD-100, además de formar parte del Consejo Técnico Asesor del PTI.

Recibió la Medalla Wason del ACI al artículo más meritorio en 2009 y el Premio T.Y. Lin de la ASCE en 2025 por un trabajo publicado en el ACI Structural Journal.

Sus líneas de investigación incluyen el diseño y comportamiento de estructuras de concreto reforzado, presforzado y postensado.

Obtuvo la licenciatura en la Universidad Nacional de Seúl y el doctorado en la UCLA. Además, fue ingeniero profesional registrado en el estado de California.



Kwanwoo Yi es exalumno de maestría en Ingeniería Estructural de la Universidad Nacional de Seúl, donde obtuvo los grados de licenciatura y maestría.

Ha publicado dos artículos en el ACI Structural Journal relacionados con el comportamiento frente al fuego y el monitoreo de largo plazo de losas postensadas.

Sus intereses de investigación comprenden el diseño y comportamiento de estructuras de concreto reforzado, presforzado y postensado.



Jonathan Hirsch es un reconocido ingeniero en Bentley Systems, Inc., donde dirige la implementación de normas de diseño de concreto y el desarrollo de nuevas funciones dentro del portafolio de software estructural de la empresa.

Sus contribuciones profesionales incluyen publicaciones técnicas, conferencias en línea y liderazgo en diversos comités del American Concrete Institute (ACI) y del Post-Tensioning Institute (PTI).

Es presidente del Subcomité PTI DC-20A sobre Modelado de Información para la Construcción (BIM) y miembro de los Comités ACI 131, ACI 435, del Comité Conjunto ACI-PTI 320, de la Junta Directiva del PTI y de su Consejo Técnico Asesor.

Cuenta con más de treinta años de experiencia en la industria del concreto postensado.

Obtuvo la licenciatura en Ingeniería Civil en Old Dominion University y la maestría en Ingeniería Civil en el Georgia Institute of Technology.



K. Dirk Bondy ejerce como ingeniero estructural en Newport Beach, California, y cuenta con licencia profesional en diversos estados de los Estados Unidos.

Es presidente de Seneca Structural Engineering, Inc., empresa especializada en el diseño de estructuras de concreto postensado.

Ha impartido cursos sobre diseño de concreto presforzado tanto en la Universidad de California, Los Ángeles (UCLA) como en la California Polytechnic State University, San Luis Obispo.

Es miembro del Comité Conjunto ACI-PTI 320, responsable del Código para Concreto Estructural Postensado.



Apéndice A

Límite inferior para la profundidad efectiva del tendón

La presencia de refuerzo adherido en la zona sometida a tensión puede incrementar el esfuerzo en el tendón al inducir mayores deformaciones en las articulaciones plásticas. El modelo propuesto no considera este efecto, ya que incorporar la relación de refuerzo adherido incrementaría la complejidad del modelo. Del mismo modo, las disposiciones actuales del Código ACI/PTI-320-25 tampoco consideran la cuantía del refuerzo adherido al calcular el esfuerzo del tendón en el estado último f_{ps} .

Un enfoque simplificado alternativo consiste en modificar la profundidad efectiva del tendón para reflejar la presencia del refuerzo adherido. Sin embargo, este procedimiento tampoco ha sido adoptado por el Código ACI/PTI-320-25 y podría introducir una complejidad adicional para los usuarios. Por esta razón, en el presente estudio se propone una alternativa más sencilla, consistente en establecer un límite inferior para la profundidad del tendón. Dado que, en la práctica, los tendones ubicados en las secciones críticas generalmente se colocan dentro de la zona sometida a tensión, resulta razonable asumir que la profundidad del tendón supera una determinada fracción de la altura total de la sección. Un límite de $0.8h$ se aplicó para la profundidad del tendón en la ecuación (10)

Los resultados muestran un ligero incremento en el valor promedio de la relación entre los esfuerzos predichos y experimentales f_{ps} para todos los números de claros, acompañado de una pequeña reducción del coeficiente de variación (Tabla A1 y Figura A1, en comparación con la Tabla 1 y la Figura 4). Estos resultados sugieren que utilizar una profundidad mínima del tendón mejora tanto la exactitud como la precisión del modelo propuesto sin incrementar significativamente su complejidad.

Tabla A1:
Predicción de resultados para la ecuación (10) con profundidad mínima de tendón ($d_p \geq 0.8h$)

Número de claros	$(f_{ps})_{Pre.} / (f_{ps})_{Exp.}$		
	Promedio	Desviación Estándar	Coeficiente de Variación
Claro sencillo	0.882	0.118	0.134
Dos claros	0.951	0.137	0.144
Tres claros	0.923	0.054	0.059
Total	0.901	0.125	0.139

Apéndice B

Ejemplos

Con el propósito de facilitar la aplicación del modelo desarrollado, se presentan tres ejemplos representativos de sistemas estructurales típicos:

- 1) Una viga simplemente apoyada.
- 2) Una losa plana postensada con una elevada relación claro-altura.
- 3) Una losa plana postensada con una baja relación claro-altura.

Ejemplo 1

Considérese una viga de concreto postensado simplemente apoyada, de sección rectangular uniforme y con un perfil recto del tendón y que se encuentra bajo las siguientes condiciones. El esfuerzo del tendón en el estado último, en la sección del centro del claro, se determina mediante las disposiciones del Código ACI/PTI-320-25 y mediante la ecuación (10).

- Claro libre (l_n): 36 ft
- Altura de la sección (h): 18 in
- Ancho de la sección (b): 12 in
- Resistencia a compresión del concreto (f'_c): 4,000 psi
- Tendones: 4 torones de siete alambres, diámetro 1/2 in, grado 270
- Profundidad del tendón (d_p): 16 in
- Esfuerzo efectivo de presfuerzo (f_{se}): 175 ksi
- Esfuerzo de fluencia del tendón (f_{py}): 242 ksi

Solución del Ejemplo 1

El área transversal del tendón (A_p) se calcula como: $4 \times 0.153 = 0.612 \text{ in}^2$. La Tabla B1 muestra los cálculos de los esfuerzos del tendón en el estado último utilizando tanto las disposiciones del Código ACI/PTI-320-25 como de la ecuación (10)

Los resultados muestran que el modelo desarrollado produce un esfuerzo del tendón en el estado último 12.9 % superior al obtenido mediante el procedimiento del Código ACI/PTI -320-25, lo cual corresponde a una viga con una relación claro-altura relativamente baja.

Tabla B1:
Solución al problema 1.

De acuerdo con el Código ACI/PTI-320-25		Modelo propuesto. Ecuación 10	
l_n/h	$24.0 \leq 35$	$d_p/7.5$	2.13
$\rho_p = A_p/(bd_p)$	3.188×10^{-3}	$\rho_p = A_p/(bd_p)$	3.188×10^{-3}
f_{ps} (psi) es el menor de:		f_{ps} (psi) es el menor de:	
$f_{se} + 10,000 + \frac{f'_c}{100\rho_p}$	197,549	$f_{se} + \frac{d_p}{7.5} \left(10,000 + \frac{f'_c}{100\rho_p} \right)$	223,105
$f_{se} + 60,000$	235,000	$f_{se} + 5000d_p$	255,000
f_{py}	242,000	f_{py}	242,000
f_{ps} (psi) is:		f_{ps} (psi) is:	
f_{ps}	197,549	f_{ps}	223,105

Tabla B2:
Solución al problema 2.

De acuerdo con el Código ACI/PTI-320-25		Modelo propuesto. Ecuación 10	
l_n/h	$42.4 > 35$	$d_p/7.5$	1.00
$\rho_p = A_p/(bd_p)$	8.500×10^{-4}	$\rho_p = A_p/(bd_p)$	8.500×10^{-4}
f_{ps} (psi) es el menor de:		f_{ps} (psi) es el menor de:	
$f_{se} + 10,000 + \frac{f'_c}{300\rho_p}$	200,686	$f_{se} + \frac{d_p}{7.5} \left(10,000 + \frac{f'_c}{100\rho_p} \right)$	232,059
$f_{se} + 30,000$	205,000	$f_{se} + 5000d_p$	212,500
f_{py}	242,000	f_{py}	242,000
f_{ps} (psi) is:		f_{ps} (psi) is:	
f_{ps}	200,686	f_{ps}	212,500

Ejemplo 2

Considérese el centro del claro de una losa plana de concreto postensado con un perfil continuo de tendones parabólicos. El esfuerzo del tendón en el estado último se determina mediante las disposiciones del Código ACI/PTI -320-25 y la Ecuación (10).

- Claro libre (l_n): 30 ft
- Altura de la losa (h): 8.5 in
- Ancho considerado (b): 30 ft
- Resistencia a compresión del concreto (f'_c): 4,000 psi
- Tendones: 15 torones grado 270 de 1/2 in de 7 alambres
- Profundidad del tendón (d_p): 7.5 in
- Presfuerzo efectivo (f_{se}): 175 ksi
- Esfuerzo de fluencia del tendón (f_{py}): 242 ksi

Solución del Ejemplo 2

El área total del tendón es (A_p) se calcula como $15 \times 0.153 = 2.295 \text{ in}^2$. La Tabla B2 presenta el procedimiento de cálculo del último esfuerzo en el tendón utilizando ambos métodos, el Código ACI/PTI 320-25 y la ecuación (10).

Los resultados muestran que el modelo propuesto produce un esfuerzo del tendón 5.9 % mayor que el obtenido mediante el Código ACI/PTI -320-25, para una losa plana cuya relación claro-altura es superior a 35.

Tabla B3:
Solución al problema 3.

De acuerdo con el Código ACI/PTI-320-25		Modelo propuesto. Ecuación 10	
l_n/h	$34.9 \leq 35$	$d_p/7.5$	1.33
$\rho_p = A_p/(bd_p)$	7.969×10^{-4}	$\rho_p = A_p/(bd_p)$	7.969×10^{-4}
f_{ps} (psi) es el menor de:		f_{ps} (psi) es el menor de:	
$f_{se} + 10,000 + \frac{f'_c}{100\rho_p}$	235,196	$f_{se} + \frac{d_p}{7.5} \left(10,000 + \frac{f'_c}{100\rho_p} \right)$	255,261
$f_{se} + 60,000$	235,000	$f_{se} + 5000d_p$	225,000
f_{py}	242,000	f_{py}	242,000
f_{ps} (psi) is:		f_{ps} (psi) is:	
f_{ps}	235,000	f_{ps}	225,000

Ejemplo 3

Considérese el centro del claro de una losa plana de concreto postensado con un perfil continuo de tendones parabólicos. El esfuerzo del tendón en el estado último en el centro del claro se determina utilizando tanto las disposiciones del Código ACI/PTI -320-25 como la Ecuación (10).

- Claro libre (l_n): 32 ft
- Altura de la sección (h): 11 in.
- Ancho de la sección (b): 32 ft
- Resistencia especificada a compresión del concreto (f'_c): 4,000 psi
- Tendones: 20 torones de siete alambres de 1/2 pulg., Grado 270
- Profundidad del tendón (d_p): 10 in.
- Esfuerzo efectivo de presfuerzo (f_{se}): 175 ksi
- Esfuerzo de fluencia del tendón (f_{py}): 242 ksi

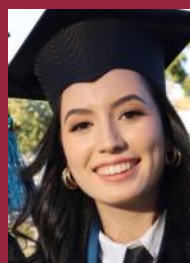
Solución del Ejemplo 3

El área transversal del tendón (A_p) se calcula como $20 \times 0.153 = 3.06 \text{ in}^2$. La Tabla B3 presenta el cálculo del esfuerzo del tendón en el estado último utilizando tanto las disposiciones del Código ACI/PTI -320-25 como la Ecuación (10).

Los resultados indican que el modelo propuesto produce un esfuerzo del tendón en el estado último 4.3% menor que el obtenido mediante el Código ACI/PTI-320-25, en este caso correspondiente a una losa plana con una relación claro-altura ligeramente inferior a 35.

Título original en inglés:
Improved Formulations for
Unbonded Tendon Stress
at Ultimate Based on
ACI/PTI CODE-320-25

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



Traducción:
**Ing. María Jesús
Domínguez Ramos**



Revisión Técnica:
**Dr. Joseph Eli
Mandujano Zavala**

Juntas Híbridas para Losas de Pisos Industriales sobre Terreno

P. *Como diseñador de losas de concreto para pisos industriales sobre terreno, he escuchado acerca de la junta híbrida; no obstante no encuentro información respecto a su diseño y cuándo utilizarla. ¿Podría indicarme alguna referencia?*

R. Actualmente no existe detalle estándar establecido sobre juntas híbridas. El próximo documento ACI PRC-360 “Diseño de Losas sobre Terreno”, proporcionará información sobre su propósito y cómo debe diseñarse. No obstante, no habrá un detalle estándar único de juntas híbridas, ya que el diseño dependerá de la cantidad de refuerzo utilizado en toda la losa y del tipo de pasajuntas que se especifique para las juntas de construcción.

La junta híbrida es una junta de construcción que incluye una combinación de pasajuntas (barras lisas o placas) y barras de refuerzo corrugado. Se utiliza para reducir el riesgo de que las juntas de construcción se ensanchen excesivamente en losas con refuerzo ligero, lo cual es un enfoque de diseño que incrementa la restricción respecto a las aberturas de juntas corte sierra. Este detalle se desarrolló junto con una opción de diseño de losa que ha obtenido una gran aceptación en los últimos 15 años, en los que una pequeña cantidad de barras de refuerzo corrugado pasan a través de todas las juntas de contracción aserradas en una losa. Ha funcionado bien una relación de refuerzo máximo de 0.1% del área transversal. Esta ligera cantidad de refuerzo sirve para sostener las juntas de contracción aserradas lo suficientemente ajustadas para lograr una transferencia de carga de trabazón de agregado; de ahí el nombre de la opción de diseño, “Losas

Ligeramente Reforzadas para una Trabazón de Agregado Mejorada” que tendrá su propio capítulo en el próximo ACI PRC-360.

Tradicionalmente, las juntas de construcción en losas sobre terreno no han incluido ninguna barra de refuerzo corrugado. Las juntas de construcción sólo incluyen pasajuntas lisos, ya sea barras o placas, para permitir que la junta se ensanche libremente, evitando así esfuerzo excesivo de restricción de contracción por secado y el correspondiente agrietamiento aleatorio fuera de la junta. A medida que se forman y no cuentan con el potencial para trabazón de agregado, las juntas de construcción requieren pasajuntas lisos para mantener estabilidad de junta vertical y evitar esfuerzos de bordes libres inducidos por cargas, que son alrededor de 60% mayores que los esfuerzos interiores inducidos por carga. Las juntas de construcción pueden ensancharse de manera substancial (a una pulgada o más), dependiendo de los detalles de refuerzo de la losa, de la distancia entre las juntas de construcción, de la restricción por rozamiento desde la base y del potencial de contracción de la mezcla de concreto. Si cuentan con pasajuntas apropiados, estas juntas anchas seguirán siendo estables y transferirán la carga. No obstante, se ha observado que algunas juntas de construcción se ensanchan y estrechan dependiendo de las estaciones del año, en especial en edificios sin aire acondicionado. Esto da por resultado que el relleno de las juntas se separe o sobresalga de la junta repetidamente, debido a los cambios en la temperatura ambiente y las condiciones de humedad relativa, lo que hace que se dificulte su mantenimiento. Además, si la junta se ensancha lo suficiente para permitir que las ruedas del equipo que maneja el material se recarguen por completo en el relleno, el relleno se hundirá en la junta, dejando el canto de la junta desprotegido contra descascaramiento. Aunque un relleno de 50 mm (2 pulgadas) de profundidad sobre la varilla de soporte haya funcionado bien en juntas de construcción tradicionales en cimbra, no puede resistir el hundimiento provocado por el paso repetitivo de ruedas que se recargan de forma directa sobre él cuando las juntas se ensanchan de manera excesiva. El mantenimiento de estas juntas anchas se convierte en un problema y por lo general requieren tiempos precisos, así como un relleno de profundidad completa con un material aprobado capaz de soportar el relleno de junta semirrígido.

Este es el problema que dio origen a la junta de construcción híbrida. Tal como se observó en párrafos anteriores, el detalle incluye una combinación de pasajuntas lisas, ya sean barras o placas y barras de refuerzo corrugado. Si bien las barras de refuerzo mejoran la trabazón del agregado en juntas de contracción aserradas, no hay trabazón de agregado en juntas de construcción en cimbra. Por lo tanto, primero deben diseñarse los pasajuntas de transferencia de carga, ya que son éstos los que determinarán la cantidad de transferencia de carga y estabilidad que logrará la junta. ACI PRC-360² proporciona lineamientos sobre el tamaño y espaciamiento estándar de la industria, dependiendo de las condiciones de carga esperadas. Una vez que se determinan el tamaño y espaciamiento de los pasajuntas, pueden agregarse barras corrugadas para proporcionar restricción adicional contra el ensanchamiento excesivo o movimientos de la junta. Para losa sobre terreno, las barras corrugadas no son pasajuntas.

Los lineamientos de ACI PRC-360, en proceso de elaboración, recomiendan que los diseñadores especifiquen proporciones de refuerzo para juntas de construcción híbridas inferiores a las juntas de contracción aserradas. De esta forma, si alguna barra de refuerzo cede por alguna razón, es más probable que sean aquellas que están en las juntas de construcción que incluyen pasajuntas para transferencia de carga. Si se proporciona igual o más refuerzo en las juntas de construcción, existe un mayor riesgo de que las barras en las juntas de contracción aserradas puedan ceder primero, ensancharse y potencialmente hacerse inestables debido a la pérdida de la transferencia de carga en trabazón de agregado. Al parecer funciona bien una reducción aproximada de 25 a 35% en el refuerzo del detalle de la junta híbrida, en comparación con la cantidad que pasa a través de las juntas de contracción aserrada. Por lo tanto, si las barras de refuerzo se espacian a 400 mm (16 pulgadas) en el centro a través de las juntas de contracción aserradas en una losa de 180 mm (7 pulgadas) de espesor, un espaciamiento de 530 a 600 mm (21 a 24 pulgadas) en el centro es un buen rango para barras de refuerzo del mismo tamaño en las juntas de construcción híbridas. De manera tal que, si los pasajuntas de placa se especifican a 21 pulgadas en el centro, puede agregarse una barra deformada entre cada pasajuntas de placa (también 21 pulgadas en el centro). De igual forma, si se especifican barras de

pasajuntas lisas a un espaciamiento de 300 mm (12 pulgadas) en el centro, es posible agregar una barra deformada entre cada tercer barra de pasajuntas (24 pulgadas en el centro). Se ha observado que ambos detalles de estas juntas híbridas funcionan bien. Las barras corrugadas por lo general se especifican de 600 a 900 mm (24 a 36 pulgadas) de largo para lograr la longitud de desarrollo requerida.

Algunos detalles han utilizado la palabra “alternativo” para especificar el patrón para pasajuntas y barras de refuerzo. Si utiliza esta terminología, asegúrese de que todos entiendan correctamente el espaciamiento y patrón. He visto casos en los que la intención del diseño era tener pasajuntas espaciados a 24 pulgadas con barras de refuerzo alternativas, lo que significa que tendría que haber un pasajuntas o una barra de refuerzo cada 12 pulgadas. Desafortunadamente, esto se malinterpretó en el sentido de que requería un pasajuntas o una barra de refuerzo alternativa cada 24 pulgadas, lo que dio por resultado pasajuntas a 48 pulgadas en el centro y barras de refuerzo a 48 pulgadas en el centro, que no era el detalle de juntas previsto.

Cuando no hay refuerzo en toda la losa, no se recomienda un detalle de juntas híbridas. Si bien dicho detalle impediría que se ensanchara la junta de construcción, también provocaría que las juntas de contracción aserradas adyacentes se ensancharan aún más, provocando tal vez, que perdieran la trabazón de agregado y se convirtieran en un problema durante el servicio.

En resumen, el propósito de un detalle de junta de construcción híbrida es evitar que las juntas de construcción con pasajuntas en losa sobre terreno ligeramente reforzada se ensanchen demasiado. Es importante diseñar primero para el tamaño y espaciamiento requeridos de pasajuntas y después agregar barras de refuerzo en ese patrón de pasajuntas exigido, que da por resultado de un tercio a un cuarto menos de barras de refuerzo, que las que se transfieren a través de las juntas de contracción aserradas en toda la losa. El objetivo de los procedimientos de diseño en ACI PRC-360 para losas de pisos industriales sobre terreno es un número ilimitado de repeticiones permisibles de la carga de tráfico del diseño, evitando así el problema de la fatiga. Cuando no se conocen las cargas de servicio reales, ACI PRC-360 incluye una tabla que proporciona los tamaños de pasajuntas

y espaciamiento recomendados para conservar la estabilidad de la junta y transferencia de carga para las mismas cargas de diseño sin fatiga. La junta híbrida no debe modificar este tamaño de pasajunta y espaciamiento, a menos que el diseñador confíe en que las cargas en servicio serán más ligeras de lo que permite el espesor de la losa, lo cual puede impactar la vida de servicio de la losa.

Referencias

1. Tarr, S.M., and Farny, J.A., "Concrete Floors on Ground," EB075, cuarta edición, American Cement Association, Washington, DC, 2008, 256 pp.
2. ACI Committee 360, "Guide to Design of Slabs-on-Ground (ACI PRC-360-10)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2010, 72 pp.

Agradecimiento especial a Scott M. Tarr, FACI, North S. Tarr Concrete Consulting, P.C., Dover, NH, Estados Unidos de Norteamérica por ofrecer las respuestas a esta pregunta.

Las preguntas de esta columna fueron realizadas por usuarios de documentos del ACI y han sido respondidas por el personal del ACI o por uno o más miembros de comités técnicos del ACI. Las respuestas no representan la posición oficial de un comité del ACI. Los comentarios deben enviarse a lacey.stachel@concrete.org.

Título original en inglés:
**Concrete Q&A
Hybrid Joints for
Industrial Slabs-on-Ground**

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



Traducción:
**Lic. Ana Patricia
García Medina**



Revisión Técnica:
**Dr. Esteban
Astudillo de la Vega**

CONCRETO
LATINOAMÉRICA