

CONCRETO

LATINOAMÉRICA



VOLUMEN IV | NÚMERO 2 | FEBRERO 2023

CONCRETO

LATINOAMÉRICA

Volumen IV - Número 2
Febrero de 2023

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.

CONTENIDO

Pág.

- 1** **Pista de concreto con cemento sulfoaluminoso belítico**
Traducción y revisión técnica a cargo del Capítulo: Puerto Rico
- 2** **Una solución económica para reforzamiento de columnas de concreto**
Traducción y revisión técnica a cargo del Capítulo: Sureste de México
- 3** **Una nueva luz sobre el enigma del cortante**
Traducción y revisión técnica a cargo del Capítulo: Noreste de México
- 4** **Concreto, preguntas y respuestas: Barras no. 14 y no. 18 agrupadas**
Traducción y revisión técnica a cargo del Capítulo: Puerto Rico
- 5** **Comprendiendo las roturas de puente térmico estructurales**
Traducción y revisión técnica a cargo del Capítulo: Noreste de México

COMITÉ EDITORIAL:

Presidente del Comité Editorial:

Dr. Jorge Maurilio Rivera Torres
Presidente de la Sección Noreste de México del ACI.(2022-2024)

Editor en Jefe:

Ing. José Lozano y Ruy Sánchez

Editor Asociado:

Dr. Lucio Guillermo López Yépez

Editor Técnico:

Dr. Alejandro Durán Herrera

Traducción:

Anabel Merejildo

Comité de Noticias y Eventos Concreto Latinoamérica

Ing. Jesús Fernando García Arvisu
Ing. Jesús Arturo Angel Mellado

Comité de Artículos Originales

Ing. Xiomara Sapón Roldán
Ing. Thyssen Won Chang

Revisión Editorial:

Lic. Iliana M. Garza Gutiérrez

Administración y Logística:

Lic. Ana Durán Herrera

Dirección Creativa:

MDG. Rosa Otilia Armendariz Solís

Diseño Gráfico:

LDI. Julián Capetillo Castillo
LDG. Anakaren Lozano González
Hannia Annett Molina Frías

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

Diseño Editorial: Comunicación e Imagen Institucional FIC-UANL

Cualquier asunto relacionado con la publicación

contactarse a :

Correo: concretolatam@gmail.com

Tel: +52 81 2146 4907

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 Febrero del 2023. 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.

Representantes de los Capítulos ACI de Latinoamérica:

Argentina
Colombia

Costa Rica
Ecuador Centro y Sur
Guatemala

México Noreste
Mexico Noroeste
México Centro y Sur
México Sureste
Panamá
Perú
Puerto Rico

Dr. Raúl Bertero
Dra. Nancy Torres Castellanos
Dr. Fabían Lamus Báez
Ing. Minor Murillo Chacón
Ing. MSc. Santiago Vélez Guayasamín
Ing. Luis Alvarez Valencia
Ing. Xiomara Sapón Roldán
Dr. Jorge Maurilio Rivera Torres
Ing. Jesús Fernando Garcia Arvizu
Arq. Arturo Rodriguez Jalili
Mtro. Josseph Eli Mandujano Zavala
Ing. Jorge L. Quirós
Ing. Julio Antonio Higashi Luy
Ing. Anabel N. Merejildo



Ensayo de fatiga por flexión para un espécimen de viga de concreto realizado de acuerdo con el procedimiento ASTM-C78/C78M en una máquina de ensayos MTS (Metro, tonelada, segundo) instrumentada para aplicar cargas cíclicas. Los especímenes ensayados fueron extraídos en 2021 de la parte superior de las losas de la pista 16C/34C del Aeropuerto Internacional de Seattle-Tacoma a una profundidad aproximada de 1 pulgada (25 mm) y se realizaron para verificar las condiciones del concreto de las losas (paneles) de la pista después de 23 años de servicio. El concreto se elaboró con sulfoaluminato de calcio belítico para conseguir resistencias rápidas en 4 horas. Para más información ver artículo 1 de la revista.



¡Únete Hoy!
Conoce tu capítulo
local ACI

300+ Capítulos profesionales
y estudiantiles
www.concrete.org/chapters



American Concrete Institute
Always advancing

Pista de concreto con cemento sulfoaluminoso belítico

Retrospectiva luego de 23 años de servicio

*Por Omkar Deo, Neel Bhuskute, Eric Bescher, Naga Pavan Vaddey,
and Jose Pacheco*

Luego de construirse en el 1969, lo que ahora es la Pista 16C/34C en el Aeropuerto Internacional Seattle-Tacoma (Sea-Tac), en Seattle, WA, EE. UU., consistía en losas 20 x 20 pies (6.1 x 6.1 metros), por 14 pulgadas de espesor construidas utilizando concreto de cemento portland ordinario (CPO). En un periodo de 13 años, comenzando en 1994, más de 500 losas fueron removidas y reemplazadas por losas de 18 pulgadas (457 mm) de espesor construidas utilizando concreto de Cemento de Sulfoaluminato de Calcio Belítico (CBSA).

Para asegurar que las operaciones del aeropuerto fueran afectadas en lo mínimo, las especificaciones limitaron que los cierres de pista fueran de 10:30 p.m. a 6:00 a.m. Por esta razón se requería que el concreto alcanzara un esfuerzo en flexión de 500 psi (3.4 MPa) a las 6:00 a.m. o 4 horas luego de haber sido fundido. Además, fue requerido un esfuerzo en flexión de 650 psi (4.5 MPa) a los 28 días. El proyecto fue completado exitosamente, construyendo dos losas por jornada, terminando las fundidas de concreto a las 3:00 a.m., junto con todas las losas cumpliendo con los esfuerzos requeridos.

En el 2012^{1,2} se removió una losa construida en 1997; de esta se cortaron vigas que fueron ensayadas en el 2013 en la Universidad de Oklahoma. Los ensayos mostraron un esfuerzo a flexión de 1160 psi (8.0 MPa) – un incremento considerable comparado con los especímenes probados en 1998 en los laboratorios de CTL Group en Chicago, IL, EEUU. Aún más, los estudios cíclicos mostraron que el concreto retuvo altas resistencias a fatiga. Las vigas que fueron creadas y probadas en 1997 reportaron tener una vida de fatiga de 87 años, basado en un diseño de 20 años con 1,150,000 cargas cíclicas de un avión MD-11. Vigas que fueron probadas luego de 15 años de servicio en la pista mostraron tener una vida de fatiga de 100 años.

En el 2020 se removieron otras losas adicionales, dando la oportunidad de seguir evaluando el rendimiento a largo plazo de un concreto con cemento CBSA. En el 2021 luego de casi 23 años de servicio, secciones de la losa de la pista fueron sujetos a pruebas de laboratorio en CTL Group. Este artículo discute los hallazgos de esa evaluación.

Concreto CBSA

El concreto de cemento CBSA es utilizado primordialmente en situaciones en el que se desea obtener altas resistencias de manera rápida, alta durabilidad y baja retracción.

La única propiedad de este concreto es que fragua aproximadamente en 15 minutos y está listo para el tráfico en alrededor de una hora. El cemento sulfoaluminoso tiene bajo contenido de caliza y requiere más baja temperatura de clínquerización comparado con el CPO, por lo que lleva a una emisión total de CO₂ de 1654lb (750kg) por tonelada de CBSA producido.³ Esto equivale a una reducción en la huella de carbono de casi un 25% en comparación con el CPO.

La hidratación de cemento CBSA involucra la reacción de cada una de sus fases. Dependiendo de la disponibilidad de sulfatos, los productos de hidratación pueden variar. No obstante, la etringita es el componente que más genera resistencia en el cemento. La rápida formación de etringita provee altas resistencias a edades tempranas, mientras que la hidratación de la belita provee resistencia a edades tardías.^{4,5}



Fig. 1 Muestra de losa CBSA de la pista, tomada después de 23 años de servicio

Propiedades de las mezclas

La Tabla 1 provee las proporciones para las mezclas y propiedades en estado fresco, incluyendo asentamiento, contenido de aire, peso unitario y el rendimiento del concreto CBSA utilizado en el proyecto. El diseño de mezcla fue desarrollado y evaluado ensayando vigas de concreto de acuerdo con la norma ASTM C78/C78M, “Método de Prueba Estándar para Concreto en Esfuerzo de Flexión (Utilizando Cargas de Tres Puntos en una Viga Simple)”, y la norma ASTM C666/C666M, “Método de Prueba Estándar para la Resistencia del Concreto al Congelamiento y Descongelamiento”.

Tabla 1: Proporcionamiento de mezcla del concreto BCSA y propiedades en estado fresco.

Material o Propiedad en estado fresco	Cantidad o Valor
Cemento BCSA (Rapid Set®), lb/yd ³ (kg/m ³)	650 (385)
Agregado Fino, lb/yd ³ (kg/m ³)	1030 (611)
1.5 in. (38 mm) agregado grueso, lb/yd ³ (kg/m ³)	1010 (599)
3/4 in. (19 mm) agregado grueso, lb/yd ³ (kg/m ³)	1010 (599)
Aditivo Incorporador de Aire (Daravair®), fl oz/yd ³ (mL/m ³)	6.5 (250)
Aditivo Reductor de Agua (mL-330®), fl oz/yd ³ (L/m ³)	228 (8.82)
Aditivo de Retardación de Fraguado (Recover®), fl oz/yd ³ (L/m ³)	176 (6.81)
Agua, lb/yd ³ (kg/m ³)	245 (145)
Relación Agua-Cemento (w/c)	0.38
Asentamiento, in. (mm)	6.5 (165)
Contenido de Aire, %	5.10
Peso Unitario (densidad), lb/ft ³ (kg/m ³)	144 (2307)
Rendimiento, ft ³ (m ³)	27.4 (1.01)



Fig. 2: Se prepara una muestra de losa CBSA para ser cortada en el laboratorio de CTLGroup

Especificaciones especiales para pavimentos de concreto (Artículo P-503) fueron desarrolladas para este proyecto con la ayuda de la Administración Federal de Aviación (FAA por sus siglas en inglés). Estas especificaciones fueron una adición al artículo normal de la FAA, P-501, Especificaciones para pavimentos de concreto⁶ que son utilizados en la construcción convencional de pavimentos de concreto en aeropuertos.

Extracción de las secciones de losa

Como parte de los proyectos de Reemplazo de Pavimentos de Aeropuertos e Infraestructuras Secundarias de la Autoridad de Puertos de Seattle para el 2020, se removió una losa de la vía de rodaje de 4 x 4 x 1.5 pies (1.22 x 1.22 x 0.45 metros) y fue sometida a pruebas en laboratorio. La superficie de rodaje mostraba un desgaste ligero a moderado (Fig. 1). En una cara de la sección de la losa se encontraron barras de refuerzo a una profundidad de 8 pulgadas (200 mm) y espaciadas a unas 13.5 pulgadas (345 mm).

En la temporada de otoño del 2020, la sección de la losa fue entregada al laboratorio de CTL Group, donde fue cortada de acuerdo a la ASTM C42/C42M, “Método de Prueba Estándar para Obtener y Ensayar Núcleos de Concreto Taladrados y Vigas de Concreto Cortadas”, utilizando el equipo mostrado en la Fig. 2. Se extrajo vigas de concreto a un tamaño nominal de 6 x 6 x 20 pulgadas de la parte superior e inferior de la losa (~8.5 pulgadas [216 mm] cada una) para realizar pruebas de fatiga y de esfuerzo en flexión. Esta operación requirió de unos cortes precisos para maximizar la cantidad de especímenes con las dimensiones nominales exactas como aquellas que se usaron en la evaluación realizada en 1998. Luego de ser cortadas, las vigas se acondicionaron en un baño de agua de cal saturada hasta que fueron utilizadas para las pruebas. Además de las vigas cortadas, se extrajeron núcleos de concreto y fueron acondicionados según la ASTM C42/C42M. Adicional a las pruebas de resistencia a la compresión, los núcleos fueron utilizados para análisis de la solución de poros, evaluación de profundidad de carbonatación, y evaluación petrográfica (según la ASTM C856/C856M, “Práctica Estándar para Examinación Petrográfica de Concreto Endurecido”). Las muestras también fueron examinadas utilizando microscopía electrónica de barrido (SEM).

Resultados y Discusión

Esfuerzos en Compresión y Flexión

Luego de la extracción, los núcleos de concreto fueron sometidos a pruebas de resistencia a la compresión de acuerdo a la norma ASTM C39/C39M, “Método de Prueba Estándar para Resistencia a la Compresión de Especímenes Cilíndricos de Concreto”. Antes de ser ensayados, los especímenes fueron acondicionados según la norma ASTM C42/C42M. Los especímenes con dimensiones nominales de 4 x 6.5 pulgadas (100 x 165 mm) fueron ensayados con una velocidad de carga de 35 psi/s (241 kPa/s), y se les aplicó el factor de corrección apropiado. La resistencia a la compresión promedio corregida de los especímenes de concreto fue de 9600 psi (66.2 MPa), lo cual es considerado alto comparado con los especímenes de un concreto de cemento portland (PCC) de esta edad.⁷ El modo de falla de los especímenes fue Tipo 1, indicando que se formaron conos a ambos extremos.

El módulo rotura promedio o resistencia a la flexión de las vigas cortadas de la mitad superior de la losa y medidas por ASTM C78/C78M fue de 875 psi (6.0 MPa), mientras que el valor promedio de la vigas de la mitad inferior de la losa fue de 860 psi (5.9MPa). Una velocidad de carga de aproximadamente de 150 psi/s (1034 kPa/s) fue aplicada durante el ensayo y se observó que los patrones de fractura para todas las vigas quedaron dentro del tercio medio de cada una. Si bien los resultados de las pruebas indicaron un valor promedio más bajo en comparación con lo que se había determinado en 2012, la resistencia a la flexión aún era un 30 % mayor que la resistencia especificada a los 28 días.

Prueba de Fatiga

Pruebas de fatiga por flexión fueron realizadas con una unidad MTS instrumentada para cargas cíclicas según la configuración de la ASTM C78/C78M, mostrado en la Fig. 3. Los especímenes de prueba de fatiga fueron extraídos de la parte superior de la losa, aproximadamente 1 pulgada (25 mm) por debajo de la superficie. La pulgada superior de la losa de concreto fue removida para evitar problemas relacionados a imperfecciones de la superficie que pudieran afectar la aplicación de cargas o la distribución de los esfuerzos en la superficie del concreto. La Figura 4 muestra la correlación entre los resultados de fatiga esto es, el número de cargas aplicadas hasta fallar, N , versus la razón de esfuerzo, S (normalizada), para los especímenes probados en el laboratorio de CTL Group en el 2021, denominados “Pruebas CTL 2021”. Se observa que algunas probetas ensayadas con la misma relación de esfuerzo muestran una gran discrepancia en el número de aplicaciones de carga hasta la rotura. Cortes indebidos pudieron ocasionar un incremento en la porosidad o haber creado defectos en el espécimen, llevando a una evaluación incorrecta de la fatiga.

En la misma figura, se hace una comparación con ensayos similares obtenidos de los especímenes de las losas de Sea-Tac realizados en CTL Group y la Universidad de Oklahoma en 1998 y 2013 respectivamente.



Fig. 3: Configuración de las pruebas de fatiga

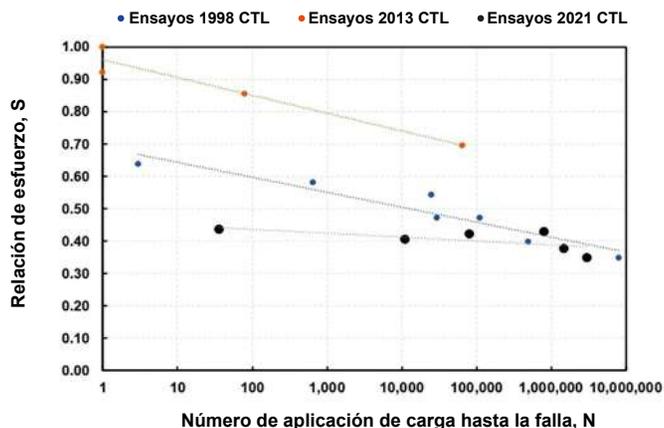


Fig. 4: Una comparación de los resultados de las pruebas de fatiga del concreto CBSA, incluyendo los datos de la muestra de losa tomada del aeropuerto Sea-Tac en 2021, los datos obtenidos por CTLGroup durante el proyecto de rehabilitación y los datos obtenidos en 2013 en la Universidad de Oklahoma

De igual manera, se hace una comparativa de las pruebas de concreto CBSA realizadas en el 2021 y el compendio de resultados obtenidos por la Asociación de Portland Cement (PCA por sus siglas en inglés). Estos resultados (véase la Fig. 5) indican que el desempeño observado luego de 23 años en servicio se correlaciona bien con la curva de diseño de la fatiga de la PCA. Cuando la relación de esfuerzo era menor de 0.55, se lograba exceder 1 millón de ciclos de aplicación de cargas, mostrando un efecto marginal del rendimiento de fatiga luego de 23 años en servicio. No obstante, se debe hacer una nota sobre los especímenes de CBSA los cuales ya habían sido sometidos a muchos ciclos de carga al inicio de cada prueba, por lo que los datos podrían desplazarse a la derecha para reflejar el desempeño real.

Ca	Al	Mg	S	Si	pH
12,300	2,940	573	4910	3690	12.4

Tabla 2: Composición química de la solución de poros del concreto CBSA utilizado en Sea-Tac después de 23 años de servicio en ppm

Química de la solución de poros

La solución de poros del concreto fue evaluada por una metodología descrita por Barneyback and Diamond.⁸ Se tomó una muestra de concreto y fue molida para remover los agregados grueso y así obtener al menos 100 gramos (3.5 oz) de mortero. Subsiguiente, las muestras de mortero fueron colocadas en un recipiente de confinamiento a presión y sometido a una presión de hasta 400,000 psi (2758 MPa) por casi 10 minutos. La composición química de la solución de poros fue determinada por los métodos de plasma acoplado inductivamente (PAI) y espectrometría de absorción atómica (SAA). La composición química promedio de la solución de poros extraída y su pH se muestran en la Tabla 2. Cabe resaltar que el pH medido de la pasta fue de 12.4.

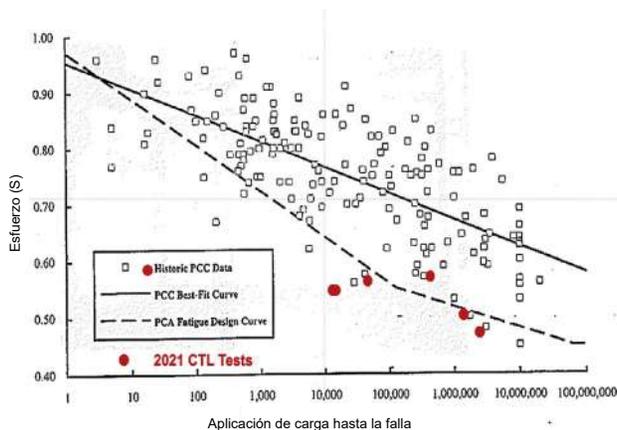


Fig. 5: Los datos de prueba de fatiga de 2021 de la losa de concreto CBSA del Sea-Tac (puntos rojos) en comparación con los datos recopilados por la PCA

Durante el proceso de extracción, se observó que extraer soluciones de poros de los sistemas de calcio sulfoaluminosos demandó de más trabajo en comparación a los sistemas CPO. Incluso a presiones sustancialmente más altas y duraciones de presión significativamente más largas que las necesarias para los sistemas CPO, se



Fig. 6: Micrografía de sección delgada de hormigón CBSA endurecido, tomada utilizando una fuente de luz de polarización simple. El campo de visión es de 0.03 pulgadas (0.76 mm) de ancho. Se observa una hidratación casi completa. La flecha roja indica un rastro de cemento sulfoaluminato de calcio residual en la pasta

extrajo un volumen total de solución de poro de hasta 10 ml (0,3 fl oz).

Este volumen es dramáticamente menor al que se esperaría de un concreto convencional con más de 23 años de servicio. El poco volumen extraído sugiere que el concreto CBSA contiene niveles extremadamente bajos de agua. Como se conoce que el agua tiene un efecto en la corrosión, carbonatación, y la reacción álcali-silice (ASR), las bajas cantidades en este muestran una alta resistencia a la corrosión y la carbonatación en comparación con los concretos de cemento portland.

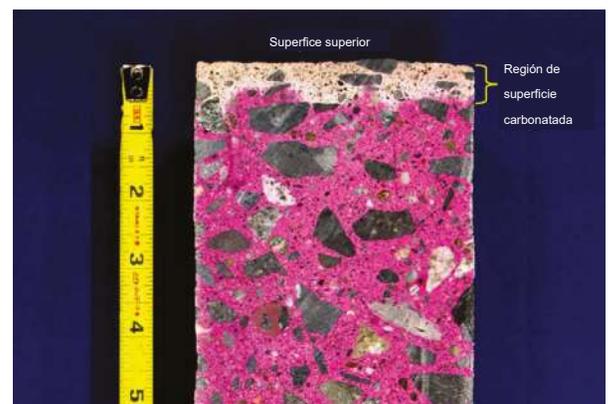


Fig. 7: Una sección transversal cortada con sierra un núcleo de concreto BCSA con indicador de pH (fenoftaleína), que genera una mancha magenta a la pasta no carbonatada de pH alto y que no mancha el concreto carbonatado. Escala en pulgadas (Nota: 1 pulg. = 25 mm)

Evaluación de microestructura

La Figura 6 muestra la micrografía de un núcleo de concreto según el ASTM C856/C856M. La muestra de concreto consiste en roca ígnea y rocas sedimentarias de grano fino. El cemento de sulfoaluminato de calcio mostró estar completamente hidratado con bajas cantidades de partículas no hidratadas o parcialmente hidratadas (indicado por una flecha roja en la Fig. 6), que muy probable sería el componente belita. La profundidad de carbonatación se mantuvo entre 0.4 y 0.6 pulgadas (10 y 15 mm), según se muestra en la Fig. 7. El contenido de aire estimado del concreto fue entre 7 y 9%. Las imágenes petrográficas y SEM no mostraron señal de ASR o formación de gel ASR (véase Fig. 8).

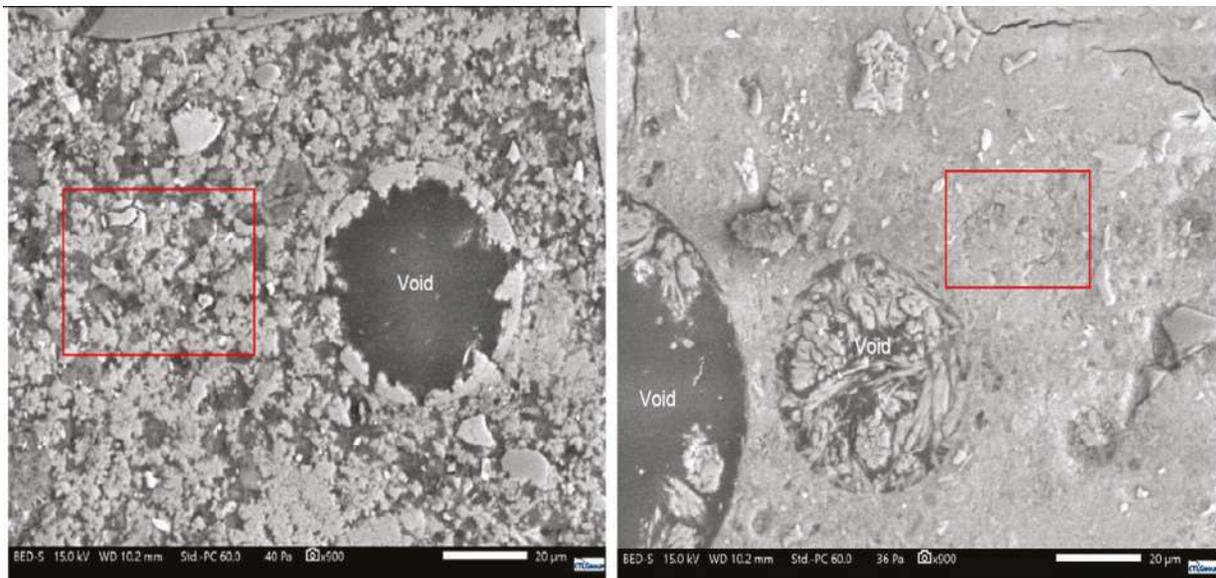


Fig. 8: A la izquierda, la imagen SEM de la región carbonatada de la superficie superior. Un vacío de aire está revestido con depósitos de carbonato de calcio. A la derecha, la imagen SEM del cuerpo de hormigón. Los huecos de aire están revestidos con depósitos de etringita. La pasta en el cuerpo parece más uniforme y densa que la región carbonatada de la superficie superior.

Desempeño a largo plazo

La sección de losa de concreto de cemento CBSA obtenida de la pista 16C del Sea-Tac luego de 23 años de servicio mostró no tener ningún tipo de reducción en su desempeño o deterioro.

Reconocimiento

Los autores desean expresar su más sincero aprecio por Saher Khilfeh y Chris Coulter del Puerto de Seattle, por su ayuda en proveer acceso a las losas de la pista para su evaluación. Los autores también agradecen a Chris Ramseyer de la Universidad de Oklahoma y a Danny Chung de Caltrans por proveer información adicional de los resultados obtenidos de las losas de la pista de Sea-Tac.

Referencias

1. Ramseyer, C., and Bescher, E., "Performance of Concrete Rehabilitation Using Rapid-Setting Calcium Sulfoaluminate Cement at Seattle-Tacoma Airport," TRB 93rd Annual Meeting Compendium of Papers, Transportation Research Board, Washington, DC, 2014, 14 pp.
2. McNerney, M.T.; Khilfeh, S.; and Bescher, E.P., "Rapid-Setting Belitic Calcium Sulfoaluminate Concrete Pavement at Seattle-Tacoma International Airport: A 25-Year History," International Conference on Transportation and Development 2020, G. Zhang, ed., ASCE, Reston, VA, Aug. 31, 2020, pp. 158-168.
3. "Environmental Product Declaration for Various Cement Products Produced by CTS Cement Manufacturing Corporation at their CTS Plant Facility," Labeling Sustainability, Los Angeles, CA, Jan. 27, 2022, p. 19. https://www.abelingsustainability.com/_files/ugd/5fea69_6e0e944f-60784272b506586eb31b12ec.pdf
4. Chen, I.A., and Juenger, M.C.G., "Synthesis and Hydration of Calcium Sulfoaluminate-Belite Cements with Varied Phase Compositions," Journal of Material Science, V. 46, No. 8, Apr. 2011, pp. 2568-2577.
5. Glasser, F.P., and Zhang, L., "High-Performance Cement Matrices Based on Calcium Sulfoaluminate-Belite Compositions," Cement and Concrete Research, V. 31, No. 12, Dec. 2001, pp. 1881-1886.

6. AC 150/5370-10H, "Standard Specifications for Construction of Airports," Federal Aviation Administration, Washington, DC, Dec. 21, 2018, 727 pp.

7. Dolen, T.P., "Material Properties Model of Aging Concrete," Report DSO-05-05, Bureau of Reclamation, Denver, CO, Dec. 2005, 50 pp.

8. Barneyback, R.S., and Diamond, S., "Expression and Analysis of Pore Fluids from hardened Cement Pastes and Mortars," *Cement and Concrete Research*, V. 11, No. 2, Mar. 1981, pp. 279-285.

Seleccionado por los editores para el interés de los lectores.

La traducción de este artículo correspondió al Capítulo de Puerto Rico

Título: Pista de concreto calcio belítico sulfoaluminato. Retrospectiva luego de 23 años de servicio



Traductor:
Jose M. Mejia Borrero



Revisora Técnica:
Anabel N. Merejido



Omkar Deo es científico investigador en CTS Cement Manufacturing Corporation, Garden Grove, CA. Sus intereses de investigación se centran en las áreas de cemento y hormigón innovadores, sostenibles y de alto rendimiento y bajo contenido de carbono. Recibió su doctorado en ingeniería civil y ambiental de la Universidad de Clarkson, Potsdam, NY, EE.UU.



Neel Bhuskute es ingeniero de investigación en CTS Cement Manufacturing Corporation, Garden Grove, CA. Sus intereses de investigación se centran en las áreas de sostenibilidad, durabilidad y rendimiento a largo plazo de los hormigones a base de cemento de sulfoaluminato de calcio belítico. Recibió su maestría en ciencia e ingeniería de materiales de la Universidad de California, Los Ángeles, Los Ángeles, CA.



Eric Bescher, miembro de ACI, es profesor adjunto de Ciencia e Ingeniería de Materiales en la Universidad de California, Los Ángeles, y ha estado trabajando en el campo de los cementos de sulfoaluminato de calcio durante los últimos 25 años. Es miembro del Comité ACI 242, Cementos Alternativos.



Naga Pavan Vaddey, miembro de ACI, es asociada en CTLGroup, Skokie, IL. Sus intereses de investigación incluyen la durabilidad del concreto, la evaluación de la corrosión de los sistemas de hormigón armado y el modelado de la vida útil. Es miembro de los Comités ACI 212, Aditivos Químicos; 222, corrosión de metales en concreto; y 365, Predicción de la vida útil. Recibió su doctorado de la Universidad Estatal de Oregón, Corvallis, OR, EE.UU.



José Pacheco, miembro de ACI, es Consultor Principal Asociado con MJ2 Consulting, PLLC, Bannockburn, IL. Es miembro de los Comités ACI 222, Corrosión de Metales en Concreto; 357, estructuras de hormigón marinas y en alta mar; 365, predicción de la vida útil; y 563, Especificaciones para la reparación de hormigón estructural en edificios; y ACI Subcomité 562-I, Durabilidad. Es ingeniero profesional licenciado en Columbia Británica, Manitoba y Ontario, Canadá; así como Michigan, Texas y Washington, Estados Unidos; y México.

Una solución económica para reforzamiento de columnas de concreto

Por Mo R. Ehsani

Las columnas de concreto reforzado en muchos edificios antiguos pueden requerir reforzamiento. Esta necesidad podría surgir de una variedad de condiciones. En regiones costeras cálidas y húmedas y ambientes agresivos, la corrosión del acero de refuerzo resulta en la pérdida de capacidad de las columnas. En otros casos, el control deficiente de la calidad durante la construcción original puede resultar en una baja resistencia a la compresión del concreto y reducción de la capacidad de la columna. El autor participó personalmente en la rehabilitación de dos edificios de este tipo en Florida, EE. UU., donde la resistencia a la compresión del concreto era inferior a 1500 psi (10,3 MPa), solo una fracción de la resistencia especificada en los documentos de diseño. Algunas de las investigaciones posteriores al derrumbe de Champlain Towers en Surfside, FL, también mencionaron que el concreto débil y “polvozo” en las columnas era un posible factor que contribuyó a la falla.

Este artículo describe un método para mejorar tanto la carga axial como la de flexión de dichas columnas. La implementación de la técnica es relativamente fácil, lo que lleva a una solución rápida y económica con una interrupción mínima para los ocupantes. Una característica adicional de la reparación es su pequeño tamaño, que minimiza la pérdida de espacio en el piso debido a tales modificaciones.

Solución convencional

El autor introdujo el concepto de reparación y fortalecimiento de estructuras con productos de polímeros reforzados con fibra (FRP) a fines de la década de 1980.¹ En ese enfoque, conocido como laminado en húmedo, las láminas de fibra de carbono o fibra de vidrio se saturan en campo con resina epóxica. Son adheridos a la superficie externa de elementos estructurales, como vigas, columnas o muros. En unas cuantas horas, los materiales se endurecen y el refuerzo de FRP sirve como refuerzo a tensión adicional que puede contribuir a la resistencia a la flexión y resistencia al esfuerzo cortante de la estructura.

Los tejidos de FRP envueltos alrededor de la columna confinan el concreto y pueden aumentar su resistencia a la compresión. Esto da como resultado un aumento en la capacidad axial de la columna. Mientras que la técnica es eficiente para columnas circulares, la ganancia en la carga axial para columnas rectangulares es limitada.

Debido a que el FRP no se puede extender fácilmente a través de los pisos, es difícil lograr una mejora axial y de flexión significativa en las columnas con estos productos. Además, el FRP adherido externamente no aumenta tanto la rigidez de la columna. Estas deficiencias se pueden superar utilizando laminados de FRP.



Fig. 1: Laminados FRP hechos de hojas de fibra de carbono o fibra de vidrio de hasta 9 pies de ancho, saturada con resina y probado a través de una prensa

Laminados de FRP

Hace más de una década, un nuevo tipo de laminado FRP (PileMedic[®], que se muestra en la Fig. 1) se introdujo para aplicaciones de refuerzo de columnas o pilotes y tuberías.² Estos laminados se producen con equipos especialmente diseñados donde las hojas de carbono o tejido de vidrio hasta 9 pies (2,7 m) de ancho son saturados con resina y se pasan a través de una prensa que aplica calor y presión uniformes.

Los laminados ofrecen varias ventajas comparados con las telas utilizadas en aplicaciones de laminado en húmedo:

- Resistencia en ambas direcciones longitudinal y transversal, con resistencia a la tracción de hasta 155 ksi (1070 MPa), mediante el uso de una combinación de telas unidireccionales y/o biaxiales

- Pueden hacerse tan delgados como 0,03 pulg. (0,8 mm), lo que permite doblarlos alrededor de una esquina con un radio de 2 pulg. (50 mm);

- Fabricado en plantas bajo altos estándares de control de calidad, lo que mejora la calidad del producto terminado;

- La resistencia se puede probar antes de la instalación, lo que asegura al ingeniero de diseño que se cumple con la resistencia especificada, eliminando los retrasos en las acciones correctivas;

- Las reparaciones pueden ser completadas mucho más rápido en campo;

- El número y patrón de las capas de tejidos en los laminados se pueden ajustar para producir una variedad infinita de productos personalizados que pueden ahorrar significativamente tiempo y dinero en la construcción;

- Son usados para construir un encofrado estructural fijo alrededor de la columna, creando un espacio anular que puede ser rellenado con concreto y barras de refuerzo³ y proporcionar refuerzo de cortante y confinamiento para la columna

- Los espaciadores especialmente diseñados⁴ para mantener las barras de refuerzo longitudinales en su lugar y para ayudar a crear un armazón alrededor de la columna (Fig. 2).



Fig. 2: Separadores que pueden ser utilizados para formar la carcasa y colocar las barras longitudinales



Fig. 3: Instalación de laminados alrededor de la columna para crear una carcasa

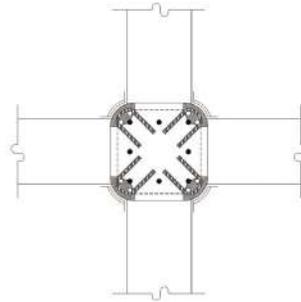
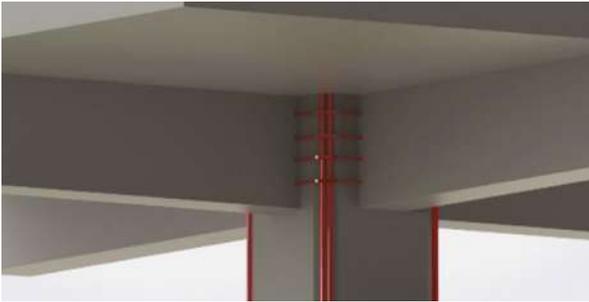


Fig. 4: Detalle de amarres laterales para las barras longitudinales dentro de la longitud de la viga

Aplicación

Los laminados de PileMedic® son suministrados en rollos de 4 pies (1,2 m) de ancho a cualquier largo deseado (también hay disponibles rollos más anchos). El detalle típico requiere que el laminado se envuelva dos veces completas más una superposición de 200 mm (8 pulg.) alrededor de la columna. El laminado se corta a la longitud deseada y es aplicada una pasta epoxi; el laminado se envuelve alrededor de la columna y se une a sí mismo para crear una cubierta de dos capas a una distancia de 25 a 50 mm (1 a 2 pulgadas) de la cara de la columna. Los laminados adicionales de 4 pies se instalan de manera similar y se superponen a la cubierta anterior de 3 a 4 pulgadas (75 a 100 mm) para cubrir la altura total de la columna (Fig. 3). Finalmente, el espacio anular entre la columna y la cubierta PileMedic se rellena con concreto o lechada utilizando una bomba o el método tremie.

Estribo

La cubierta también actúa como tirante de acero suplementario, lo cual es una deficiencia en muchas columnas más antiguas o dañadas por la corrosión. Eliminar la necesidad de amarres alrededor de las barras longitudinales es una gran ventaja que resulta en una fácil instalación.

Protección contra la corrosión

El sistema proporciona una cubierta impermeable alrededor de la columna que evita la entrada de humedad y oxígeno. Al marginar la columna de la exposición a la humedad, la tasa de corrosión es reducida drásticamente, lo que da como resultado una larga vida útil de la reparación.

Zona de unión

La rehabilitación del marco, especialmente en regiones sísmicas, requiere atención a la zona de unión viga-columna. Una opción es anclar con epoxi los tirantes de acero en el núcleo de la columna para brindar apoyo contra la flexión de las barras longitudinales de la columna recién instaladas (Fig. 4). Esta región se puede revestir posteriormente con concreto y con refuerzo adicional. Tales ampliaciones se encuentran normalmente dentro de la longitud de la viga y pueden permanecer invisibles por encima del techo.

Un estudio anterior ha demostrado que a medida que aumenta la relación de resistencia a la flexión, se pueden debilitar los tirantes laterales requeridos en la región de la junta.⁵ Por lo tanto, el refuerzo a la flexión de la columna puede resultar en una readaptación más fácil para la junta.

Menor costo de construcción

La solución de actualización de PileMedic® tiene muchas ventajas inherentes que conducen a ahorros de costos. Por ejemplo, todo el sistema se compone de materiales ligeros que se pueden llevar a cualquier planta del edificio mediante ascensores de pasajeros. El manejo de los laminados para envolverlos alrededor de la columna no requiere el levantamiento de equipos pesados. La capacidad de ajustar el tamaño de la cubierta sobre el terreno reduce el espacio ocupado y elimina los retrasos en la construcción debidos al envío a la obra de encofrados del tamaño incorrecto. La resistencia del laminado, que elimina los tirantes de acero, hace que las reparaciones sean más rápidas y menos costosas. El costo estimado del reequipamiento de una columna típica es muy inferior a \$ 10.000.

Ejemplos de diseño

Dos alternativas de actualización se presentan aquí. En ambos casos, las esquinas de la columna que no incluyen acero de refuerzo pueden cortarse y retirarse fácilmente para minimizar la ampliación de la columna y la pérdida de espacio en el piso.

En cada esquina pueden colocarse dos nuevas barras del No. 8 (25 mm), que se extienden hasta el piso superior a través de la losa. Esto aumenta la capacidad de flexión de la columna para garantizar una "columna fuerte/viga débil" en ese lugar. Se colocan separadores de plástico en la columna para definir el espacio anular.

Opción 1

En este caso, la columna de 460 x 460 mm (18 x 18 pulg.) se amplía a una columna de 533 x 533 mm (21 x 21 pulg.) (Fig. 5(a)). Se ha utilizado un laminado de vidrio FRP biaxial para crear un revestimiento de dos capas alrededor de la columna.

La ampliación mínima es suficiente para acomodar las ocho nuevas barras de refuerzo que se instalan. La cubierta alrededor de la columna está hecha con dos capas de laminado de vidrio PileMedic®, que representa el número mínimo de capas para este tipo de aplicaciones.

Se ha calculado el diagrama de interacción de la columna rehabilitada y se muestra en la línea roja continua de la Fig. 6, suponiendo que la resistencia de la lechada es de 27,6 MPa (4000 psi). La capacidad de la carga axial de la columna aumenta en un 51%, de 1460 a 2215 kip (de 6500 a 9850 kN). La capacidad de la carga a la flexión también aumenta un 220%, de 215 a 485 kip-ft (de 291 a 657 kN·m). Por lo tanto, el coeficiente de resistencia a la flexión para el armazón adaptado es de

$$M_R = \frac{2M_{col}}{2M_{beam}} = 1.76 > 1.2$$

Este valor es superior al valor mínimo de 1,2 y garantiza que cualquier deformación plástica sea concentrada en los extremos de las vigas.

Opción 2

Si, además de mejorar la capacidad de flexión, también se desea un mayor aumento en la capacidad de la carga axial de la columna, es mejor cambiar la columna a una sección circular (Fig. 5(b)). Debido a que el confinamiento es una función de la rigidez de la cubierta, se puede usar un laminado de carbono en lugar del laminado de vidrio que se usaba anteriormente. Un círculo con un diámetro de 23,7 pulg. (600 mm) tiene la misma área que la columna de 21 x 21 pulg. utilizada en la Opción 1, es decir, la dimensión de la reparación para ambas opciones es la misma. Sin embargo, la combinación de la geometría circular y la envoltura con el laminado de carbono más rígido y resistente da como resultado un

aumento de la resistencia a la compresión del hormigón original y del hormigón recién colocado en el espacio anular. ACI 440R.2-17⁶ proporciona directrices para cuantificar esta ganancia de resistencia y, para este ejemplo, el concreto confinado alcanza una resistencia a compresión de 5150 psi (35,5 MPa).

La resistencia a la compresión del concreto no afecta significativamente la resistencia a la flexión de la columna. En este caso, la columna reacondicionada tiene una capacidad de flexión de $M_n = 499 \text{ kip}\cdot\text{ft}$ (676 kN·m), que es un poco más alta que en la Opción 1. Sin embargo, como se muestra en el diagrama de interacción (Fig. 6), la resistencia axial la capacidad de la columna confinada aumenta considerablemente. En este caso, se logra un aumento del 80% con respecto a la columna original y un aumento del 19%, en comparación con la Opción 1 con una carcasa cuadrada con laminado de vidrio.

Evidentemente, esta opción es preferida cuando también se desea aumentar la capacidad axial de la columna. Por ejemplo, éste podría ser el método de readaptación

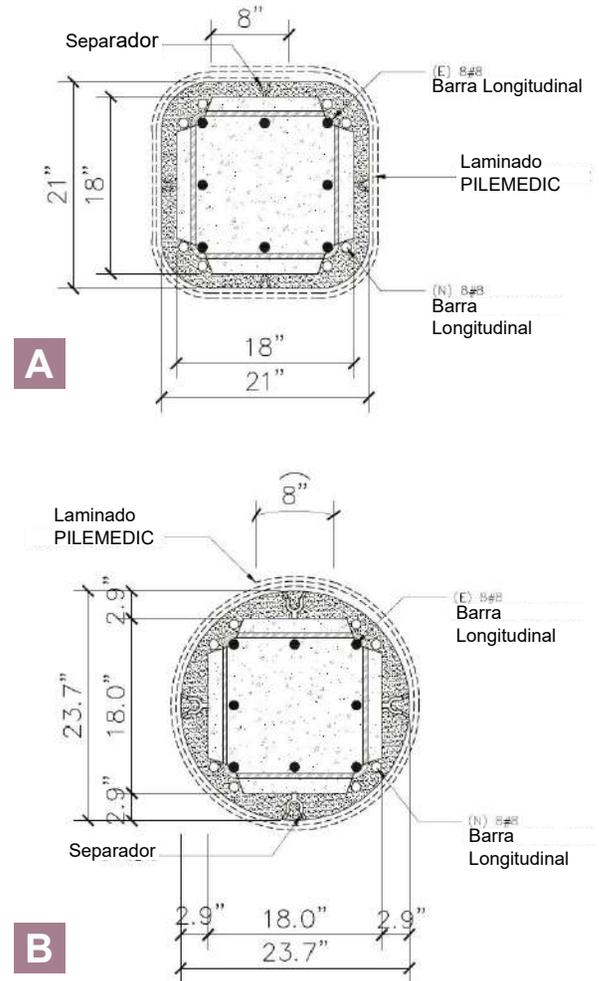


Fig. 5: Readaptación de una columna de hormigón de 18 x 18 in: (a) Opción 1; y (b) Opción 2

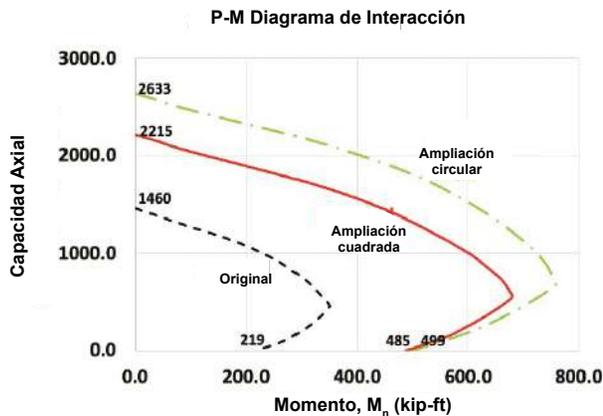


Fig. 6: Diagrama de interacción de las columnas original y readaptada. La línea roja representa la opción 1, mientras que la línea verde representa la opción 2

preferido cuando, debido a errores de construcción, la resistencia a compresión de la columna es inferior al valor especificado.

En la tabla 1 se presenta un resumen de estas alternativas de readaptación.

Estribos

ACI 440.2R-17 proporciona factores de reducción ambiental para FRP basados en las condiciones de uso, como la instalación exterior en comparación con la interior y el tipo de fibras usadas, carbono en comparación con vidrio. Incluyendo estos factores de reducción, el laminado de vidrio

equivale a proporcionar tirantes No. 4 de grado 40 (275 MPa) a una separación de 94 mm (3,7 pulg.), mientras que el laminado de carbono equivale a estribos No. 4 a una separación de 25 mm (1,0 pulg.); consulte la Tabla 1. En ambos casos, estos valores superan lo que exigen los códigos actuales.

Espacio ocupado

El espacio ocupado por la modificación propuesta es muy reducido. En este ejemplo, el área de la sección transversal de la columna se incrementó en un 36% tanto para la alternativa cuadrada como para la circular, mientras que la capacidad de flexión de la columna fue más de dos veces.

Aplicación sobre el terreno

Desde la introducción de este sistema, muchos organismos han realizado pruebas independientes para verificar la eficacia de estos laminados en diversas aplicaciones. Entre ellas se incluye un estudio financiado por la National Science Foundation (NSF)

y el Departamento de Transportes de California (Caltrans) para la reparación rápida de pilas de puentes dañadas por terremotos,⁷ un estudio financiado por el Departamento de Carreteras de Nebraska para el refuerzo de pilotes de puentes de madera deteriorados,⁸ y otro financiado por el Departamento de Transportes de Texas para la reparación de pilotes en H de acero dañados por la corrosión.⁹

La investigación más significativa fue un estudio de 3 años del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos, como resultado del cual los militares seleccionaron un producto laminado para reparar pilotes sumergidos en todo el mundo.¹⁰ La página web de la Marina de Estados Unidos informó que el producto se utilizó para reparar pilotes de concreto en Ucrania (www.tinyurl.com/PLM-UKR). El Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos y la Agencia Federal para la Gestión de Emergencias (FEMA) también han señalado estos laminados como el producto seleccionado para reparar columnas y pilotes que puedan resultar dañados en una catástrofe, incluidos huracanes, terremotos, terrorismo, etc., en su Guía de Operaciones de Campo de 2013.¹¹

Readaptación	Opción 1	Opción 2
Tipo de Laminado	PLG14.13	PLC150.10
Estructura laminada	Vidrio biaxial	Carbon unidireccional
Resistencia a la Tracción, ksi	28.7	156
No. de capas en la cubierta	2	2
Estribos equivalente	No. 4 Grado 40, a (3.7 in.)	23.7 pulg. (redondo)
Columna original $f'c$, psi	4000	4000
Forma ampliada	21x21 pulg. (cuadrado)	23.7 pulg. (redondo)
Área ampliada. $pulg^2$	441	441
Confinado $f'cc$, psi	4000	5150
P_n , kip	2215	2633
M_n , kip·ft	485	499

Nota: 1 in. = 25 mm; 1 ksi = 7 MPa; 1 psi = 0.007 MPa; 1 in.2 = 645 mm²; 1 kip = 4.4 kN; 1 kip·ft = 1.4 kN·m

Tabla 1: Comparación de readaptación de opciones de columnas de 18 x 18 in. (460 x 460 mm).

Referencias

1. Saadatmanesh, H., and Ehsani, M.R., "Fiber Composite Plates Can Strengthen Beams," *Concrete International*, V. 12, No. 3, Mar. 1990, pp. 65-71.
2. Ehsani, M.R., "FRP Super Laminates," *Concrete International*, V. 32, No. 3, Mar. 2010, pp. 49-53.
3. Ehsani, M.R., "Reinforcement and Repair of Structural Columns," U.S. Patent No. US 9,890,546 B2, Feb. 13, 2018, 13 pp.
4. Ehsani, M.R., "Spacers for Repair of Columns and Piles," U.S. Patent No. US 10,808,412 B2, Oct. 20, 2020, 18 pp.
5. Ehsani, M.R., and Wight, J.K., "Confinement Steel Requirements for Connections in Ductile Frames," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 116, No. 3, Mar. 1990, pp. 751-767.
6. ACI Committee 440, "Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures (ACI 440.2R-17)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2017, 112 pp.
7. Yang, Y.; Sneed, L.; Saiidi Saiidi, M.; Belarbi, A.; Ehsani, M.; and He, R., "Emergency Repair of an RC Bridge Column with Fractured Bars Using Externally Bonded Prefabricated Thin CFRP Laminates and CFRP Strips," *Composite Structures*, V. 133, Dec. 2015, pp. 727-738.
8. Gull, J.H.; Mohammadi, A.; Taghinezhad, R.; and Azizinamini, A., "Experimental Evaluation of Repair Options for Timber Piles," *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, V. 2481, No. 1, Jan. 2015, pp. 124-131.
9. Dawood, M.; Karagah, H.; Shi, C.; Belarbi, A.; Vipulanandan, C.; Bae, S.-W.; and Lee, S., "Repair Systems for Deteriorated Bridge Piles: Final Report," Report No. FHWA/TX-17/0-6731-1, Texas Department of

Transportation, Austin, TX, 2017, 538 pp.

10. Hammons, M.I.; Strickler, J.S.; Murphy, J.W.; Rabalais, C.P.; Crane, C.K.; and Barela, C., "Pile Wrapping for Expedient Port Repair," Draft Report, U.S. Army Corps of Engineers, Vicksburg, MS, Aug. 2018, 117 pp.

11. "Field Operations Guide," seventh edition, U.S. Army Corps of Engineers, Vicksburg, MS, June 2013, pp. 4-4 to 4-5.

Seleccionado para el interés del lector por los editores.



Mo R. Ehsani, F.A.C.I., es Presidente de QuakeWrap, Inc, Tucson, AZ, EE.UU, y Centennial Profesor Emérito de Ingeniería Civil en la Universidad de Arizona, Tucson AZ. Un innovador en el campo de la reparación y readaptación de las 20 patentes relacionadas con estas técnicas

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

Título: Una solución económica para reforzamiento de columnas de concreto



*Traductor:
Mtro. Josseph Eli
Mandujano Zavala*



*Traductor y Revisor Técnico:
M.I. Arturo Gaytán Covarrubias*

Una nueva luz sobre el enigma del cortante

por Jack J. Poldon, Neil A. Hoult y Evan C. Bentz

A pesar de los más de 100 años de investigación sobre el concreto reforzado, el mecanismo de carga preciso para el cortante sigue siendo objeto de debate.¹ En el pasado, los investigadores han caracterizado las fallas a cortante mediante relaciones empíricas basadas en datos de medición limitados, lo que ha dado lugar a que los códigos de diseño de todo el mundo utilicen diferentes enfoques para estimar la resistencia a cortante. Pero con la aparición de los sensores distribuidos, llamados sensores de fibra óptica distribuidos (DFOS, por sus siglas en inglés) y la correlación de imagen digital (DIC, por sus siglas en inglés), existe ahora la posibilidad de caracterizar el comportamiento del concreto reforzado con un nuevo nivel de precisión, y de encontrar una respuesta al enigma del cortante.²

Aunque las disposiciones del ACI sobre el cortante para elementos con estribos están bien establecidas, existen numerosos casos en los que resulta útil una comprensión más sólida, como la evaluación de la resistencia de estructuras existentes diseñadas según códigos antiguos o con detalles deficientes, y de elementos sensibles al desplazamiento sometidos a grandes fuerzas de cortante, como las viguetas de transferencia.

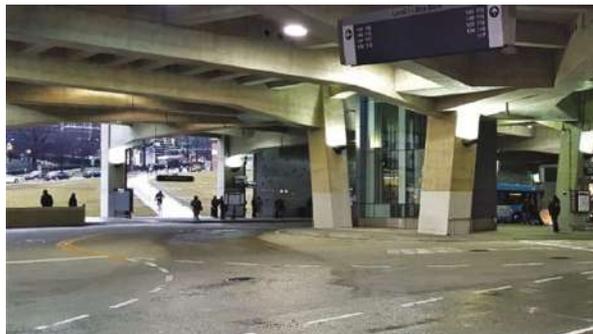


Fig. 1: Vigas de transferencia en el Centro de Tránsito Paul S. Sarbanes de Spring City, MD, EE. UU. (Foto cortesía de Evan Bentz)

Las viguetas de transferencia con forma irregular y no ortogonales de la Fig. 1, por ejemplo, requieren un sólido conocimiento del cortante para garantizar un comportamiento adecuado tanto en los estados límite de servicio como en los estados límite últimos (ULS, por sus siglas en inglés). En los casos en los que una vigueta de transferencia soporta muchos niveles de un edificio, el desplazamiento de estos miembros altamente cargados puede regir el diseño. Además, a medida que la industria avanza hacia la reducción de su huella de carbono, la búsqueda de eficiencias en el diseño será cada vez más importante y esto sólo tendrá éxito si se comprenden las limitaciones de los

modelos básicos de diseño.

Este artículo examina los supuestos y enfoques de diseño del ACI 318 para el cortante utilizando los resultados de ensayos de vigas con diferentes diseños de refuerzo para el cortante medidos con tecnologías de sensores emergentes. Una vez descrita la campaña de investigación, se presentan las mediciones distribuidas y se discuten las principales conclusiones. Por último, se presentan mensajes

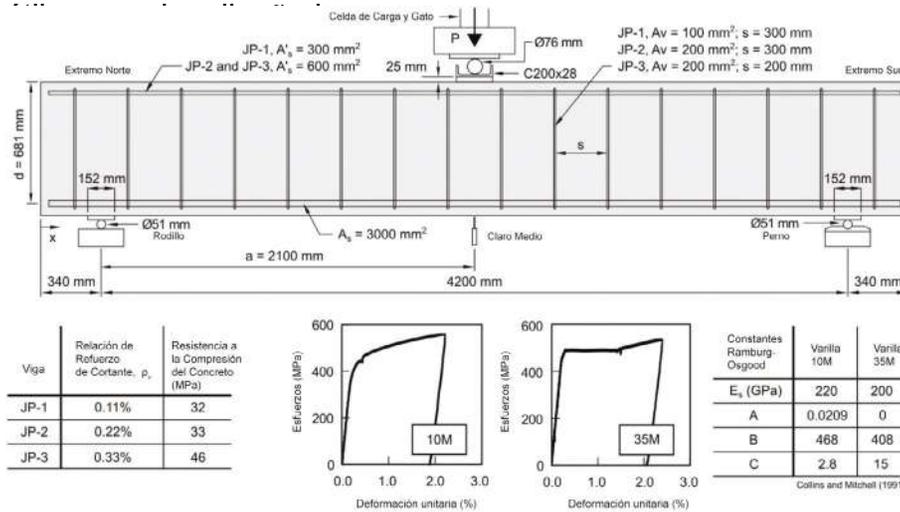


Fig. 2: Montaje del ensayo, refuerzo para los tres especímenes de viga y propiedades de los materiales

Campaña experimental

Diseño de los especímenes

Este estudio se centró en tres vigas de concreto reforzado denominadas JP-1, JP-2 y JP-3 que se diseñaron con refuerzo a cortante variable, como se resume en la Fig. 2, y se probaron a flexión en tres puntos. El espécimen JP-1, que contenía algo más de refuerzo a cortante mínimo recomendado por el ACI, tenía una relación de refuerzo a cortante ($\rho_v = A_v / (b_w \cdot s)$) del 0.11% utilizando estribos 10M de una sola pata a una separación de 300 mm, y se diseñó para fallar a cortante antes de que cediera el refuerzo longitudinal. El espécimen JP-2 tenía una ρ_v del 0.22% utilizando estribos 10M de doble pata a una separación de 300 mm, y se diseñó para fallar a cortante con aproximadamente la misma carga aplicada que la necesaria para provocar una falla a flexión. El espécimen JP-3 contenía la mayor cantidad de refuerzo a cortante. Tenía una ρ_v del 0.33% utilizando estribos 10M de doble pata con una separación de 200 mm y se diseñó para alcanzar su resistencia a la flexión y sufrir una extensa deformación plástica antes de esperar que finalmente se produjera un fallo a cortante.

Aparte de los niveles de refuerzo a cortante, las tres vigas tenían la misma geometría general, con una longitud de 4880 mm, una altura de 750 mm y un ancho de 300 mm. Las vigas también contenían la misma cantidad de refuerzo de tensión ($\rho = A_s / (b \cdot d) = 1.47\%$) proporcionado por tres varillas 35M. El espécimen JP-1 contenía una única varilla 20M de refuerzo para compresión, mientras que JP-2 y JP-3 contenían dos varillas 20M de refuerzo para compresión. En la Fig. 2 se muestran los resultados de los ensayos de tensión uniaxial para 10M y 35M, junto con los coeficientes Ramberg-Osgood utilizados para traducir las mediciones de deformación DFOS a esfuerzos.³ El acero 20M tenía un límite elástico medido de 430 MPa. La mezcla de concreto debía ser la misma para las tres vigas, suministrada por una empresa de concreto premezclado, con una resistencia a la compresión especificada a los 28 días de 35 MPa y un tamaño máximo del agregado grueso de 19 mm.

En las fechas de los ensayos de vigas, los ensayos de cilindros de concreto determinaron que la resistencia a la compresión del concreto era de 32 MPa, 33 MPa y 46 MPa, para JP-1, JP-2 y JP-3, respectivamente.

Sensores distribuidos

La tecnología de detección distribuida de fibra óptica empleada en este estudio se basa en la medición de la retrodispersión de Rayleigh, que es muy adecuada para estudiar las deformaciones del refuerzo debido a su capacidad para medir la deformación distribuida con precisión y a lo largo de muchos metros de fibra. Los DFOS funcionan haciendo brillar un láser por el núcleo de un cable de fibra óptica, que sólo tiene 8 micrómetros de diámetro (más pequeño que un cabello humano), y midiendo la luz que se refleja en los defectos internos de vuelta al instrumento. Las mediciones de la deformación pueden realizarse con sensores de longitudes y distancias variables, lo que permite obtener una precisión de medición de una microdeformación en el núcleo de la fibra óptica.⁴ En este estudio se utilizaron longitudes de medición de 10 mm y separaciones entre sensores. Para las tres vigas, los cables de fibra óptica se unieron a la armadura antes del colado del concreto⁵ como se muestra en la Fig. 3. Se instalaron cables de fibra óptica en ambas nervaduras longitudinales de las varillas de refuerzo para poder medir los efectos del doblado de las varillas, pero también para mitigarlos promediando las mediciones. Teniendo en cuenta todos los cables de fibra óptica adheridos a la armadura de acero y la separación de los sensores de 10 mm, las tres vigas contenían en conjunto el equivalente a unos 20000 deformímetros convencionales.

Fig. 3: Armadura del refuerzo del espécimen JP-2 introducido en las cimbras antes del colado del concreto con el DFOS adherido al refuerzo 20M y los estribos 10M visibles.

La técnica DIC empleada en este estudio fue un algoritmo DIC bidimensional (2-D) conocido como geoPIV,⁶ que funciona mediante el seguimiento de la traslación de subconjuntos (un grupo específico de píxeles) a lo largo de una secuencia de imágenes digitales. Cuando se determina el movimiento relativo de los subconjuntos, se pueden hallar mediciones del ancho de la grieta y del deslizamiento, como muestran Hout et al.⁷

Protocolo de ensayo

Como se muestra en la Fig. 2, las vigas se ensayaron a flexión en tres puntos con un claro total al centro de 4200 mm. De este modo, con un peralte efectivo (d) de 681 mm, la relación entre el claro y la profundidad del cortante (a/d) era de 3.1, lo que significa que desde el punto de vista analítico las muestras eran vigas esbeltas. Las vigas se cargaron controlando el desplazamiento a una velocidad de 1 mm/min con un gato hidráulico de 2000 kN de capacidad. La carga se detenía a cada 50 kN durante aproximadamente 20 minutos para poder registrar las mediciones DFOS y DIC. Además de los sensores distribuidos, los potenciómetros lineales (LPs) midieron los desplazamientos de la viga en el claro medio, mientras que la carga aplicada se midió con una celda de carga, como se muestra en la Fig. 2.



Mediciones y análisis

Deflexiones a cortante y a flexión

Las respuestas de la carga (P) frente a la deflexión en el claro medio (curvas $\Delta_{Exp.}$) de las tres vigas se resumen en la Fig. 4(a) a (c), que muestra que JP-1 y JP-2 experimentaron fallas frágiles a cortante, mientras que JP-3 sufrió una fluencia a flexión antes de que se observara una falla en el anclaje en el extremo norte.⁵ Dado que estas mediciones $\Delta_{Exp.}$ representan el desplazamiento total de un transductor de desplazamiento colocado en el claro medio de las vigas, $\Delta_{Exp.}$ incluye tanto las deformaciones por flexión debidas a la curvatura, así como las deflexiones por cortante debidas a las deformaciones a cortante, aunque estas últimas suelen ser ignoradas por los diseñadores. La detección distribuida permite desacoplar los componentes de deformación por flexión y por cortante, ya que se midieron de forma independiente.

Las deformaciones de la armadura longitudinal DFOS podrían utilizarse para calcular las deformaciones por flexión ($\Delta_{flexión}$), mientras que la DIC podría utilizarse para calcular las deformaciones a cortante ($\Delta_{cortante}$). Las deformaciones por flexión se determinaron tomando las deformaciones DFOS a lo largo de las varillas de refuerzo superior e inferior, calculando un gráfico de curvatura con la longitud y realizando a continuación una integración doble para hallar la forma deformada.⁸ Mientras tanto, las deformaciones a cortante distribuidas (γ) se calcularon a lo largo de los claros a cortante norte de las tres vigas colocando los subconjuntos DIC en una disposición similar a la que puede hacerse con dos transductores de desplazamiento perpendiculares instalados en un ángulo de 45 grados con respecto al eje longitudinal de la viga.⁹ El esfuerzo a cortante medio a lo largo del claro cortante norte se multiplicó entonces por el claro cortante (a) (donde, $\Delta_{cortante} = \gamma \cdot a$) para encontrar la deflexión cortante para cualquier etapa de carga dada.⁸

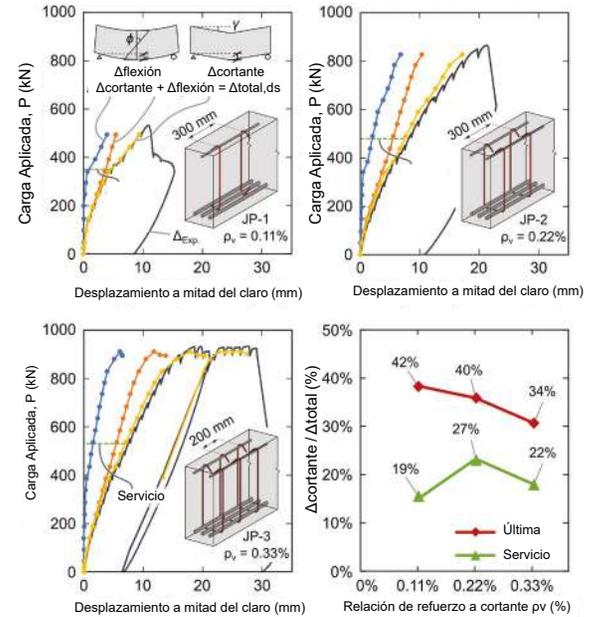


Fig. 4: Respuestas de la carga frente a la deflexión en el claro: (a) desplazamiento de la carga de JP-1 con una descripción de los componentes a cortante y a la flexión; (b) JP-2; (c) JP-3; y (d) desplazamiento a cortante como porcentaje del desplazamiento total con cargas de servicio y cargas últimas.

Como se observa en la Fig. 4(a) a (c), las deformaciones totales de las vigas calculadas a partir de las mediciones distribuidas ($\Delta_{total,ds}$) concuerdan visualmente con las obtenidas directamente de los potenciómetros lineales colocados bajo los claros medios de las vigas. Además, hasta una carga aplicada de unos 400 kN, las deformaciones totales de las vigas se debían principalmente a la flexión, ya que las vigas aún no habían desarrollado grietas a cortante. Sin embargo, a medida que se desarrollaban grietas diagonales significativas, la deflexión a cortante ($\Delta_{cortante}$) se volvía irrelevante.

Esto significaba que, en condiciones de servicio, la deformación a cortante representaba aproximadamente el 25% del total (donde las condiciones de servicio se tomaron como el 60% de la resistencia estimada del elemento según el ACI 318), como se observa en la Fig. 4(d).

Se observó que el porcentaje de deformación total atribuible al cortante ($\Delta_{cortante}/\Delta_{total,ds}$) aumentaba con la carga aplicada, donde en la carga de rotura ésta representaba hasta el 42% para el espécimen JP-1. La proporción de la deformación total debida a cortante en la carga última disminuyó al aumentar la proporción de refuerzo a cortante, en parte porque el JP-3 no falló a cortante, pero también porque los niveles más altos de refuerzo a cortante dan lugar a menores deformaciones a cortante para un esfuerzo a cortante dado. Se puede concluir de la Fig. 4 que la curvatura más la deformación a cortante es suficiente para modelar el desplazamiento global del elemento en una viga de transferencia, y es probable que muchos diseños de dichos elementos estén subestimando sistemáticamente los desplazamientos al ignorar las deformaciones a cortante.

Componentes del mecanismo a cortante

El verdadero poder de la detección distribuida para comprender el cortante no es la capacidad de medir lo que un medidor de carátula podría medir, sino ayudar a comprender lo que ocurre en el interior de un elemento durante la carga. La capacidad de determinar los esfuerzos internos del acero y el movimiento de las grietas en cualquier punto del elemento permite generar detallados diagramas de cuerpo libre (FBD, por sus siglas en inglés) basados en los fundamentos del equilibrio, la compatibilidad y las relaciones esfuerzo-deformación. La Figura 5 muestra un FBD de la viga JP-2 a una carga aplicada de 735 kN cortada a lo largo de una grieta a cortante que se formó en el claro norte, definida como grieta JP-2 C2.

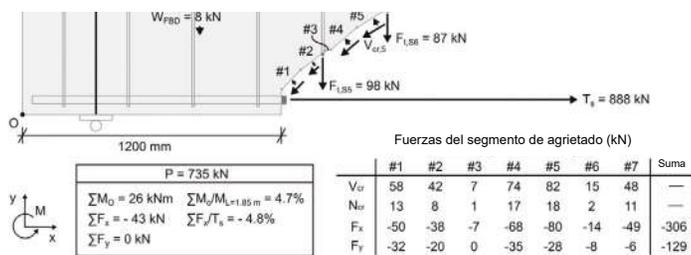


Fig. 5: Diagrama de cuerpo libre (FBD) de la viga JP-2 en $P = 735$ kN, donde los componentes del esfuerzo se calculan a partir de las mediciones de la deformación DFOS y del ancho y deslizamiento de la grieta DIC.

Las fuerzas del acero que se muestran no se basan en un modelo numérico o una ecuación de código, sino en mediciones directas de la deformación a partir de los sensores distribuidos y los modelos de los materiales.¹⁰ En la Fig. 5, las fuerzas de tensión de los estribos ($F_{t,S5}$ y $F_{t,S6}$) se basan en las deformaciones DFOS máximas medidas en las dos extremidades de los estribos de doble pata, que se transformaron en esfuerzos gracias a la función de Ramberg-Osgood presentada en la Fig. 2 y se multiplicaron por la zona de refuerzo.³ La fuerza en el refuerzo de tensión se determinó utilizando el mismo proceso para las varillas de refuerzo 35M en la ubicación de la grieta observada.

La fuerza de compresión del concreto (C_c) y la fuerza de compresión del refuerzo (C_s) se encontraron asumiendo que las secciones planas permanecen planas en la ubicación del corte (L_{FBD}), donde se asumió que el perfil de deformación por compresión era lineal y se definió utilizando las deformaciones DFOS del refuerzo superior e inferior en esa ubicación para determinar la profundidad del eje neutro (c). Para determinar C_c , las deformaciones se convirtieron en esfuerzos utilizando el módulo elástico del Eurocódigo 2,¹¹ que equivalía a 31,5 GPa, ya que se consideró que modelaba mejor el comportamiento a corto plazo del concreto que la ecuación del Código del ACI.¹² Por último, los esfuerzos de agrietamiento normal y a cortante (N_{cr} y V_{cr}) se calcularon a partir de las mediciones del ancho distribuido de la grieta y del deslizamiento obtenidas mediante el análisis DIC y un modelo de interconexión de los agregados conocido como modelo de densidad de contacto.¹³ A partir de estas mediciones, se pudieron estimar los esfuerzos a cortante y normales en la superficie de la grieta, que luego se multiplicaron por el área de la misma.

Según las mediciones distribuidas y los modelos de los materiales, este planteamiento dio como resultado un FBD que se acerca al equilibrio, con un desajuste de 26 kN·m en el momento y de -43 kN en la dirección x. Cuando estos desequilibrios se comparan con el momento aplicado en la cara cortada ($M_{L=1,85\text{ m}}$) y la fuerza del acero de tensión ($T_s = 888\text{ kN}$), el FBD sólo está desajustado en un 5% aproximadamente, lo cual, dada la variación potencial de parámetros como el módulo de elasticidad y el esfuerzo transmitido a lo largo de la grieta, es muy prometedor. En este análisis, el eje "y" está en perfecto equilibrio porque la fuerza vertical restante se fijó para igualar la fuerza a cortante desconocida en la región de flexión por compresión (V_{comp}). Con $P = 735\text{ kN}$, V_{comp} representaba el 15% de la fuerza de reacción (R), lo que se aproxima al valor de ~20% que predijo Mörsch¹⁴ hace más de 100 años.

El hecho de que el FBD se aproxime al equilibrio sin modificaciones de los modelos constitutivos implica una serie de conclusiones: 1) En los elementos con estribos se produce un esfuerzo a cortante en la zona de flexión por compresión, pero su contribución es relativamente pequeña;

2) Resulta realista suponer, para elementos esbeltos como éstos con estribos, que la contribución del concreto (V_c) es la integral de los esfuerzos de interconexión de los agregados a lo largo de la grieta sumada a la pequeña fuerza de la región de compresión; y 3) El origen de la contribución de los estribos a la resistencia al cortante (V_s) es la fuerza en los estribos que atraviesan las grietas. Obsérvese que el par de cables de fibra óptica en cada varilla permitió evaluar la flexión de la varilla y la acción de los pernos en los estribos y el refuerzo de flexión. Se comprobó que estas fuerzas eran pequeñas¹⁰ y, por tanto, no se muestran en la Fig. 5.

Además de las principales conclusiones mencionadas anteriormente, otra observación del FBD de la Fig. 5 procede de la magnitud de las fuerzas de compresión a flexión y a tensión. Resulta evidente que la flecha de la fuerza a la tensión ($T_s = 888\text{ kN}$) y las flechas combinadas de la fuerza a la compresión ($C_c + C_s = 625\text{ kN}$) no son iguales. De

hecho, la diferencia de 263 kN es 10 veces el peso propio de la viga y, por lo tanto, mucho más que un error de medición. La razón de que esto ocurra es que las fuerzas de interconexión del agregado en la grieta proporcionan un elemento vertical que transporta el cortante, pero también un importante elemento horizontal.

Para que el lector no llegue a la conclusión de que el cortante en la grieta no es la fuente principal de V_c , considere que si se ignoraran las fuerzas normales y cortantes de la grieta (N_{cr} y V_{cr}), el desequilibrio en "x" ascendería a los 263 kN señalados, con un aumento similar del desequilibrio en el momento. En la dirección vertical, la falta de interconexión de los agregados también provocaría que el cortante calculado en la región de compresión fuera igual al 49% de la fuerza de reacción o un esfuerzo cortante máximo equivalente de 5.43 MPa. Este esfuerzo cortante combinado con el esfuerzo axial de la Fig. 5 superaría la resistencia al agrietamiento diagonal en el cordón de compresión, aunque este agrietamiento no se observó en el ensayo. Por lo tanto, la suposición de que todo el cortante V_c se transmite a la región de compresión no puede ser del todo cierta.

Efecto del cortante en el comportamiento longitudinal

Una de las causas de la diferencia en las fuerzas de tensión y compresión en el FBD de la Fig. 5 es que estas regiones no sólo resisten la flexión, sino también el cortante. Este mecanismo se destaca en las mediciones de deformación DFOS de los refuerzos superior e inferior en un gráfico de medición distribuida combinada (CDM) que aparece en la Fig. 6.⁸

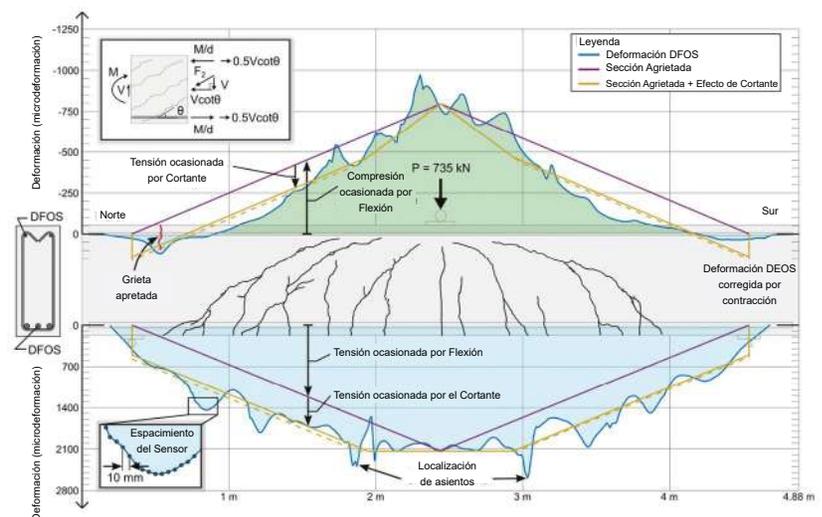
Esta figura muestra las deformaciones DFOS espaciadas cada 10 mm a lo largo de las varillas de refuerzo longitudinales de JP-2 con una carga puntual aplicada de 735 kN. La tensión medida (sombreada en azul) y las deformaciones a compresión DFOS (sombreada en verde) son comparadas a la predicción basada en el análisis de varias secciones agrietadas (líneas purpuras y doradas). El CDM se representa gráficamente con el patrón de agrietamiento correspondiente, que incluye agrietamiento por cortante diagonal en ambos claros de cortante. Las deformaciones DFOS del refuerzo de tensión no dependen directamente de la longitud de la viga debido a los efectos de rigidización por tensión a lo largo de la varilla. Sin embargo, las deformaciones DFOS medidas tampoco siguen la estimación de la sección agrietada transformada, dibujada en morado y etiquetada como Sección Agrietada.

En general, las deformaciones DFOS del refuerzo de tensión fueron significativamente mayores que las de la Sección Agrietada, mientras que las de refuerzo de compresión fueron significativamente menores que las de la Sección Agrietada, especialmente alejadas de la mitad del claro.

Este efecto, a veces denominado desplazamiento de momento, puede explicarse mediante el recuadro FBD de la Fig. 6. Si se supone que el elemento está agrietado diagonalmente con una serie de grietas paralelas, se formará un campo de compresión diagonal en el alma del elemento para soportar el cortante, lo que también da lugar a una fuerza horizontal adicional de $V \cot \theta$. Este componente de compresión horizontal está centrado en el alma y, por lo tanto, puede modelarse como resistente a dos fuerzas horizontales de tensión adicionales de $0.5V \cot \theta$, una a nivel del refuerzo de tensión y la otra dentro de la región de compresión a flexión. La predicción de Sección Agrietada + Efecto Cortante con la línea dorada se adapta mejor a los datos de deformación DFOS medidos que un enfoque basado únicamente en la flexión. Por lo tanto, el argumento de que la diferencia en los esfuerzos horizontales de flexión en la parte superior e inferior de la sección son causados por esfuerzos de interconexión de los agregados es sólo una parte de la historia: localmente en la grieta son causados por la interconexión de los agregados, pero en promedio también se pueden derivar directamente de los propios esfuerzos cortantes, suponiendo sólo que el miembro está agrietado diagonalmente. Este tipo de triangulación de pruebas sugiere que el análisis de este artículo va por buen camino.

Un parámetro crítico en la predicción de la Sección Agrietada + Efecto Cortante es el ángulo del esfuerzo principal de compresión (θ). En el caso de la predicción de Sección Agrietada + Efecto Cortante de la Fig. 6, θ se tomó como 45 grados, que es lo que recomienda el ACI 318 para el diseño a cortante.¹⁵ Un planteamiento alternativo consiste en determinar experimentalmente el ángulo promedio del principal esfuerzo de compresión diagonal mediante el ajuste de la predicción de la Sección

Fig. 6: Diagrama de medición distribuida combinada (MDC) del espécimen JP-2 a $P = 735$ kN con deformaciones del refuerzo a compresión y a tensión.



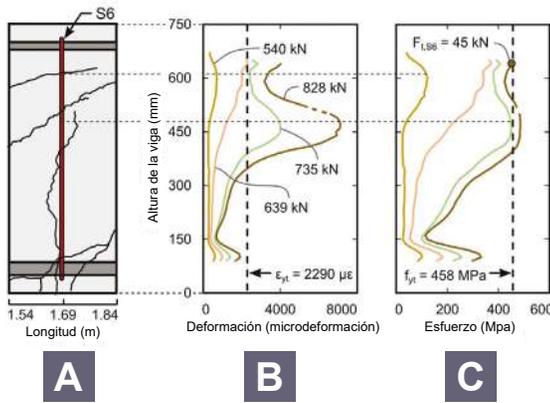


Fig. 7: Demanda del estribo JP-2 S6: (a) patrón de agrietamiento en la ubicación JP-2 S6; (b) deformaciones DFOS; y (c) esfuerzos de refuerzo.

Agrietada + Efecto Cortante a la deformación del refuerzo de tensión DFOS.^{10,12} Este enfoque se aplicó a los datos de la Fig. 6, como indica la línea discontinua dorada. En la Fig. 6, para $P = 735$ kN, θ resultó ser de 28 grados en el claro norte y de 31 grados en el claro sur.

Esto indica una posible oportunidad para afinar los enfoques del Código y se discutirá más adelante.

Otra consecuencia del agrietamiento por cortante es que la componente $0.5V\cot\theta$ de 0,5 por el lado de compresión reduce la deformación medida hasta tal punto que la tensión se mide y se predice en el cordón superior de la viga, donde el momento de flexión es pequeño cerca del apoyo. En la Fig. 6 puede observarse este comportamiento, ya que en el apoyo norte existe un punto en el que la deformación del refuerzo por compresión supera la deformación por agrietamiento del concreto y, por consiguiente, es probable que existiera una grieta, aunque era demasiado pequeña para que los autores pudieran localizarla. Esto conduce a una interesante consideración para el diseño, ya que es necesario el refuerzo en un área donde uno podría asumir que no es necesario exclusivamente para flexión.

Respuesta de los estribos

Otra clave para descifrar el enigma del cortante es comprender la respuesta del refuerzo transversal para poder evaluar el término V_s del ACI 318. Los resultados de la deformación DFOS de una de las patas del estribo S6 en la viga JP-2 se muestran en la Fig. 7(b). El estribo S6 estaba situado a 1.69 m del extremo norte y cruzaba varias grietas a cortante (Fig. 7(a)), como reflejan los picos en la deformación observados en toda la altura del estribo.

De estos resultados DFOS se desprende claramente que la respuesta de un estribo es muy variable en toda la altura del elemento. Por lo tanto, un solo extensómetro es inadecuado para medir la demanda del estribo, ya que no se puede garantizar que el extensómetro se encuentre en la ubicación de la grieta y, por lo tanto, mida la deformación crítica.

Mientras tanto, los esfuerzos en el estribo se muestran en la Fig. 7(c). El perfil de los esfuerzos distribuidos en el estribo fue más constante en la altura que en la respuesta a la deformación, especialmente en los niveles de carga aplicada más elevados (735 kN y 828 kN) y donde las grietas a cortante se cruzaban cerca de la parte superior del elemento. Esto concuerda con las disposiciones del Código ACI 318 para las fuerzas en los estribos en condiciones ULS, donde se asume que los estribos cederán. También se observa en la Fig. 7(c) que la demanda cerca del gancho superior del estribo era elevada, igualando los 45 kN (98% del límite elástico) en el ULS. Esto significaba que la demanda en el gancho del estribo de 135 grados era alta, aunque el gancho estuviera en el lado de compresión a flexión del miembro, pero también en concreto no agrietado a flexión. Esto se observó en muchas mediciones de estribos de JP-1, JP-2 y JP-3, donde las grietas diagonales a cortante se cruzaban cerca de la parte superior del estribo, lo que subraya la importancia de un detallado adecuado del estribo incluso en la región de compresión a flexión sin grietas.

El impacto de estas elevadas fuerzas de enganche también puede observarse en las deformaciones del refuerzo de compresión a flexión, en las que la fuerza de anclaje del estribo indujo la flexión, tal como se ilustra en la Fig. 8(a).^{5,8} Debido a que la flexión observada en la Fig. 8(b) debe tener un diagrama de fuerza cortante asociado, la cantidad aproximada de fuerza cortante transmitida por el gancho del estribo al refuerzo al cortante se puede encontrar como se presenta en la Fig. 8(c) (fuerza cortante total medida desde el pico hasta la base). Aunque la fuerza a cortante de ~4 kN en el ULS es pequeña en comparación con la fuerza a tensión de 45 kN medida en la parte superior de la pata del estribo este en la Fig. 7(c), esto demuestra el potencial que ofrecen los sensores distribuidos para comprender y, de hecho, cuantificar el complejo comportamiento del cortante.

Mientras que la Fig. 7 muestra las mediciones DFOS de una sola pata del estribo, la Fig. 9 resume la máxima demanda de todos los estribos en el espécimen JP-2 para las cargas después del agrietamiento por cortante. En la Fig. 9(b) se presentan las deformaciones máximas medidas promediadas entre las dos patas del estribo para los 14 estribos, mientras que en la Fig. 9(c) se representan los esfuerzos correspondientes. La Figura 9(b) muestra cómo el aumento de la carga aplicada dio lugar a un aumento general de las deformaciones de los estribos, donde el máximo se encontró en la región crítica para el diseño a cortante (d desde los apoyos

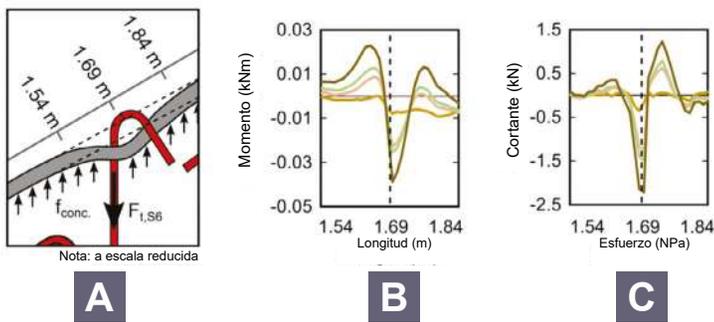


Fig. 8: Impacto de las fuerzas de gancho elevado: (a) esquema de la flexión de la varilla de compresión inducida por el anclaje; (b) momento medido del refuerzo de compresión 20M; y (c) cortante medido del refuerzo de compresión 20M.

y carga puntual según ACI 318). La mayor deformación medida fue en S12 en la etapa de carga ULS ($P = 828$ kN o 96% de la carga máxima), donde la deformación superó los 16.000 microdeformaciones o el 1,6% de deformación en el tramo a cortante donde se observó la falla por cortante. Las deformaciones más bajas de los estribos se midieron cuando el diagrama de la fuerza cortante se aproximaba a cero o cambiaba de signo en los estribos S2 y S15 cerca de las placas de apoyo y en los estribos S8 y S9 cerca de la placa de carga.

Sin embargo, los niveles máximos de esfuerzo en los estribos muestran una situación diferente, ya que la demanda de esfuerzo en los estribos fue esencialmente constante a lo largo de todo el tramo a cortante. Esto ocurrió porque casi todos los estribos cedieron en la mayoría de los niveles de carga, como se muestra en la Fig. 9(b) y (c), excepto cerca de las regiones perturbadas en los extremos del elemento. Es importante destacar que se observó que los estribos cedían a partir de $P = 540$ kN (62% de la carga máxima), lo que demuestra claramente que los elementos de concreto reforzado no fallan una vez que el estribo cede por primera vez, lo cual es un error común. Si se considera en sentido medio, la carga adicional aplicada puede resistirse debido al ángulo de rotación del principal campo de esfuerzos de compresión, o con un cortante adicional en la grieta, si se considera localmente en la misma.

Otro hallazgo de la Fig. 9(c) es lo mucho que se incrementaron los picos de esfuerzo para los estribos más cercanos a la carga puntual (S8 y S9), que es una región donde se podría esperar una menor demanda en los estribos ya que se encontraban dentro de una distancia (d) de la placa de carga. Sin embargo, debido a que las grietas C4 y C8 giran hacia la carga puntual, las grietas interceptan S8 y S9, causando casi 400 MPa de esfuerzo en condiciones ULS.

Mientras tanto, la acción de sujeción impide que se formen grietas cerca de los soportes de los pernos y los rodillos, lo que explica por qué las deformaciones y los esfuerzos medidos son relativamente menores para S2 y S15.

Refuerzo con resistencia al cortante y contribución del concreto

Utilizando las mediciones distribuidas sobre la altura de los estribos, se puede cuantificar la resistencia que proporcionan los estribos a lo largo de una grieta (V_s). Las V_s determinadas experimentalmente para ocho grietas a cortante en las vigas JP-1, JP-2 y JP-3 se presentan en la Fig. 10. Las curvas representan las fuerzas del estribo acumuladas que cruzan las grietas a cortante determinadas a partir de las mediciones de deformación DFOS. Por ejemplo, para la grieta JP-3 C1, la curva V_s se compone de un total de cuatro estribos, donde V_s es la fuerza total de los estribos S5 a S8. Como era de esperar, el V_s era aproximadamente cero para las tres vigas antes del agrietamiento a cortante. Pero una vez que se ha producido el agrietamiento a cortante, la V_s de la mayoría de las grietas no es igual a la fuerza de reacción (están por debajo de la línea 1:1 de la figura). Por lo tanto, algún otro mecanismo debe contribuir a resistir el cortante incluso con cargas bajas aplicadas, es decir, la contribución del concreto V_c . Sin embargo, en el caso de la fisura JP-2 C1, para algunos niveles de carga la V_s supera el cortante aplicado. Esto se atribuye a que la parte más plana de la grieta JP-2 C1 requiere esfuerzos de compresión normal suficientemente altos en la interfaz de la grieta para permitir que V_s supere la fuerza de reacción. En la Fig. 5, estas tensiones normales se denominan N_{cr} y se puede ver que se prevé que sean comparativamente bajas para esa geometría de grieta.

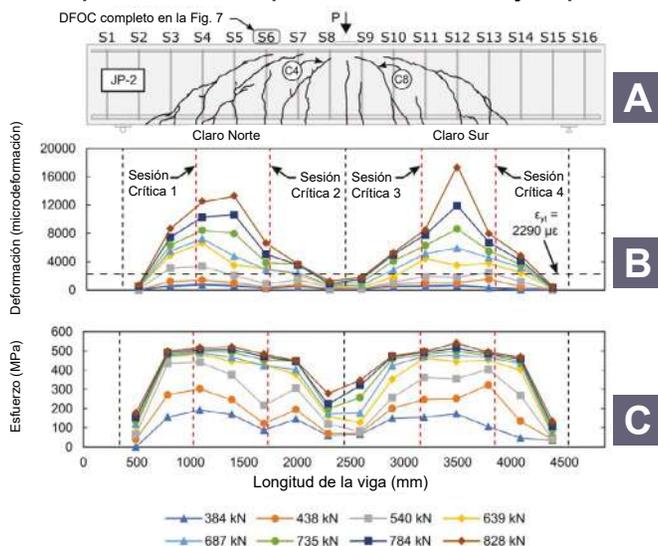


Fig. 9: Demanda máxima del estribo para todos los estribos en JP-2: (a) patrón de agrietamiento para JP-2 en ULS; (b) deformaciones de DFOS; y (c) esfuerzos.

Las diferencias de comportamiento en las curvas V_s de grieta a cortante entre las tres vigas muestran tendencias interesantes que merecen un análisis más detallado. En general, el cortante resistido por V_s para JP-1 y JP-2 comienza a estabilizarse a medida que la carga se aproxima al ULS, mientras que JP-3 tiene una respuesta más lineal hasta el ULS. Esto se debió a que los estribos de JP-1 y JP-2 estaban cediendo, como se muestra en las Fig. 7 y 9 para JP-2, y por lo tanto el valor de V_s era limitado, mientras que para JP-3, el miembro alcanzó su límite elástico por flexión antes de un fallo a cortante, limitando la demanda en V_s . La figura 10 muestra que inmediatamente después del agrietamiento diagonal, tanto los elementos del concreto como los del estribo (V_c y V_s) contribuyen a la resistencia al cortante. Dado que las curvas V_s son aproximadamente paralelas a la línea de carga aplicada 1:1, la cantidad de V_c fue razonablemente constante durante la carga hasta que los estribos empezaron a ceder. En este punto, el plazo V_s no podría aumentar; por lo tanto, cualquier cortante adicional debió ser resistido sólo por V_c . Con el tiempo, este mecanismo también alcanzaría un límite, ya que

las cargas más elevadas se asocian a grietas más anchas y a una menor capacidad de interconexión de los agregados, por lo que finalmente las grietas comenzarían a deslizarse sin control: una falla por cortante.

Los valores de V_s medidos experimentalmente en condiciones ULS de la Fig. 10 se comparan con las predicciones de resistencia a cortante ($V_n = V_s + V_c$) de ACI 318 en la Fig. 11. Para este estudio, todos los factores de seguridad se igualaron a la unidad. Para las tres relaciones de refuerzo al cortante ensayadas, el ACI 318 proporcionó estimaciones razonables, pero bastante conservadoras para V_s .

Otros métodos de diseño, como el CSA¹⁶ o el "AASHTO LRFD Bridge Design Specifications",¹⁷ asumen valores más bajos de θ y, por tanto, predicen un valor más alto de V_s , más próximo al comportamiento medio mostrado en la Fig. 11.¹⁰. La Figura 11 muestra a través de la línea negra que el Código ACI hizo buenas predicciones de la carga de ruptura, donde la relación entre la carga de ruptura del código y la experimental estuvo entre 0.94 y 1.14. Los otros códigos, CSA y AASHTO, ofrecieron predicciones similares de la carga de ruptura cuando la relación entre la carga de ruptura del código y la experimental se situó entre 0.90 y 1.11. Aunque cada método ofreció predicciones $V_s + V_c$ similarmente buenas, el Código ACI tiene un término V_s más bajo, lo que significa que también debe tener un valor V_c más alto que los otros códigos para obtener una suma similar. El reciente descenso del valor de V_c de los miembros sin estribos en el ACI 318-19 debido al efecto del tamaño podría estar relacionado también con esta diferencia, aunque se requieren más estudios para saber si esto es en general cierto.

Resumen y principales conclusiones

Este estudio demostró que la detección distribuida es una herramienta útil para desentrañar el enigma del cortante. Los resultados se utilizaron para evaluar el comportamiento del concreto reforzado en comparación con las disposiciones del Código ACI 318 y avanzar en la comprensión de cómo se produce el cortante.

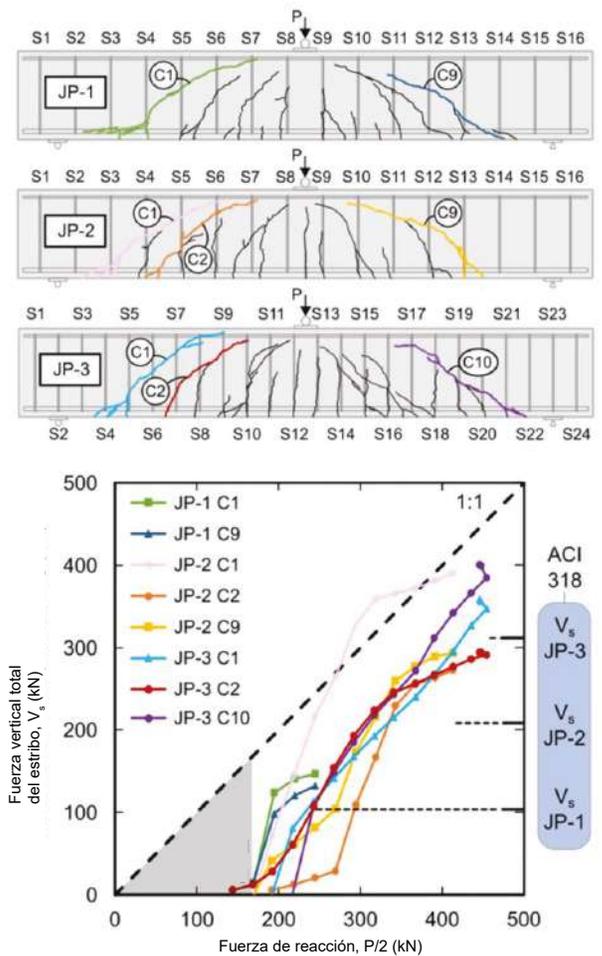


Fig. 10: V_s medido con carga calculada utilizando las deformaciones DFOS para ocho grietas a cortante de JP-1, JP-2 y JP-3, comparado con las predicciones del Código ACI 318.

Las principales conclusiones de este estudio son:

- Las deflexiones a cortante pueden representar alrededor del 25% de la deflexión total en condiciones de servicio para vigas de transferencia, y hasta el 42% en ULS para miembros que cumplan los requisitos mínimos de refuerzo al cortante de ACI 318;
- Las mediciones distribuidas permiten cuantificar y comprender los mecanismos individuales de transmisión de la fuerza cortante, a saber, V_s , V_c y cortante en la región de compresión (V_{comp}). Se demostró que era necesario tener en cuenta la interconexión de los agregados para mantener el equilibrio;

- Los elementos de flexión de concreto reforzado agrietados experimentan una mayor demanda de tensión horizontal en el refuerzo debido al cortante y menores demandas de compresión en la cara de compresión. Estas menores demandas de compresión pueden provocar la formación de grietas en la cara de compresión de flexión cerca de regiones de alta demanda de cortante y bajo momento (por ejemplo, en el apoyo en miembros apoyados de forma sencilla);
- El fallo de un miembro no suele producirse al inicio de la deformación del estribo, ya que el ángulo de rotación del campo de esfuerzo de compresión principal permite resistir un cortante mayor al hacer más eficiente el esfuerzo de compresión principal en el concreto que soporta el cortante; y
- Para la V_s medida en condiciones ULS, se demostró que el ACI 318 estimaba de forma conservadora la V_s , mientras que las cargas de ruptura se estimaban dentro del 14% de los valores experimentales.

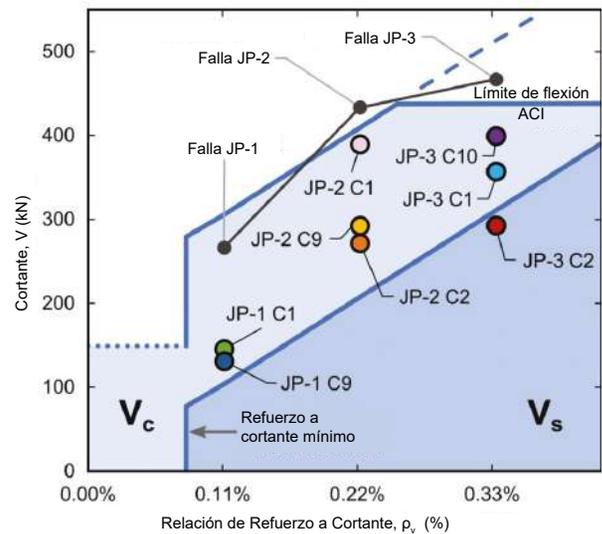
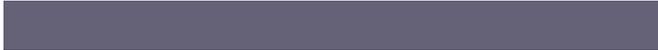


Fig. 11: V_s medida de las grietas JP-1, JP-2 y JP-3 en condiciones ULS comparada con $V_s + V_c$ estimada a partir de ACI 318, y carga de ruptura de tres vigas.

Referencias

1. Belarbi, A.; Kuchma, D.A.; and Sanders, D.H., "Proposals for New One-Way Shear Equations for the 318 Building Code," Concrete International, V. 39, No. 9, Sept. 2017, pp. 29-32.
2. Kani, G.N.J., "The Riddle of Shear Failure and its Solution," ACI Journal Proceedings, V. 61, No. 4, 1964, pp. 441-468.
3. Collins, M.P., and Mitchell, D., Prestressed Concrete Structures, Response Publications, Toronto, ON, Canada, 1991, 393 pp.
4. Kreger, S.T.; Gifford, D.K.; Froggatt, M.E.; Sang, A.K.; Duncan, R.G.; Wolfe, M.S.; and Soller, B.J., "High-Resolution Extended Distance Distributed Fiber-Optic Sensing Using Rayleigh Backscatter," Proceedings of SPIE, K.J. Peters, ed., V. 6530, Mar. 29, 2007, 10 pp.
5. Poldon, J.J.; Hoult, N.A.; and Bentz, E.C., "Understanding Reinforcement Behavior Using Distributed Measurements of Shear Tests," ACI Structural Journal, V. 118, No. 3, May 2021, pp. 255-266.
6. Stanier, S.A.; Blaber, J.; Take, W.A.; and White, D.J., "Improved Image-Based Deformation Measurement for Geotechnical Applications," Canadian Geotechnical Journal, V. 53, No. 5, Oct. 2016, pp. 727-739.
7. Hoult, N.A.; Dutton, M.; Hoag, A.; and Take, W.A., "Measuring Crack Movement in Reinforced Concrete Using Digital Image Correlation: Overview and Application to Shear Slip Measurements," Proceedings of the IEEE, V. 104, No. 8, 2016, pp. 1561-1574.
8. Poldon, J.J.; Hoult, N.A.; and Bentz, E.C., "Distributed Sensing in Large Reinforced Concrete Shear Test," ACI Structural Journal, V. 116, No. 5, Sept. 2019, pp. 235-245.

9. Sherwood, E.G., "One-Way Shear Behaviour of Large, Lightly-Reinforced Concrete Beams and Slabs," PhD thesis, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, ON, Canada, 2006, 598 pp.
10. Poldon, J.J.; Hoult, N.A.; and Bentz, E.C., "Understanding Shear-Resistance Mechanisms in Concrete Beams Monitored with Distributed Sensors," *ACI Structural Journal*, V. 119, No. 6, Nov. 2022, pp. 329-340.
11. EN 1992-1-1, "Eurocode 2: Design of Concrete Structures - Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings," European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, Dec. 2004, 227 pp.
12. Poldon, J.J.; Bentz, E.C.; and Hoult, N.A., "Assessing Beam Shear Behavior with Distributed Longitudinal Strains," *Structural Concrete*, V. 23, No. 3, June 2022, pp. 1555-1571.
13. Maekawa, K.; Pimanmas, A.; and Okamura, H., *Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete*, CRC Press, Boca Raton, FL, 2019, 721 pp.
14. Mörsch, E., "Der Eisenbetonbau: seine Theorie und Anwendung," Konrad Wittwer, Stuttgart, Germany, 1908, 376 pp. (in German)
15. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-19)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2019, 623 pp.
16. CSA Committee A23.3, "Design of Concrete Structures," Canadian Standards Association, Rexdale, ON, Canada, 2019, 301 pp.
17. "AASHTO LRFD Bridge Design Specifications," ninth edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 2020, 1912 pp.





Jack J. Poldon, es ingeniero en formación de RJC Engineers en Toronto, ON, Canadá. Su trabajo de consultoría consiste en el diseño estructural de instalaciones sanitarias, institucionales y deportivas. Obtuvo su licenciatura en ciencias aplicadas en 2017 y su doctorado en 2022, ambos por la Queen's University, Kingston, ON, Canadá.



Neil A. Hoult es catedrático del Departamento de Ingeniería Civil de la Queen's University. Sus intereses de investigación incluyen el comportamiento de las estructuras de concreto reforzado y las tecnologías de monitorización para la evaluación de infraestructuras. Obtuvo su licenciatura en ciencias aplicadas y su maestría en ciencias aplicadas en la Universidad de Toronto, ON, Canadá, y su doctorado en la Universidad de Cambridge, Cambridge, Reino Unido.



Evan C. Bentz, FACI, es profesor y catedrático asociado de ingeniería civil en la Universidad de Toronto. Es miembro y ex presidente del Comité 365 de ACI, Predicción de vida útil, y miembro del Comité Conjunto ACI-ASCE 445, Cortante y Torsión. Ha recibido el premio Chester Paul Seiss de ACI en 2018 y los premios de diseño de ACI en 2006 y 2017. Recibió su licenciatura en ciencias aplicadas de la Universidad de Waterloo, Waterloo, ON, Canadá, en 1994 y su doctorado de la Universidad de Toronto en 2000.

La traducción de este artículo correspondió al Capítulo Noreste de México

Título: Una nueva luz sobre el enigma del cortante



Traductor:
Lic. Iliana M. Garza Gutiérrez



Revisor Técnico:
Ing. José Abelardo Valdez Aguilar

¿Sabías qué...

a partir de 2023 puedes publicar tus artículos de investigación y casos de estudio en nuestra Revista?

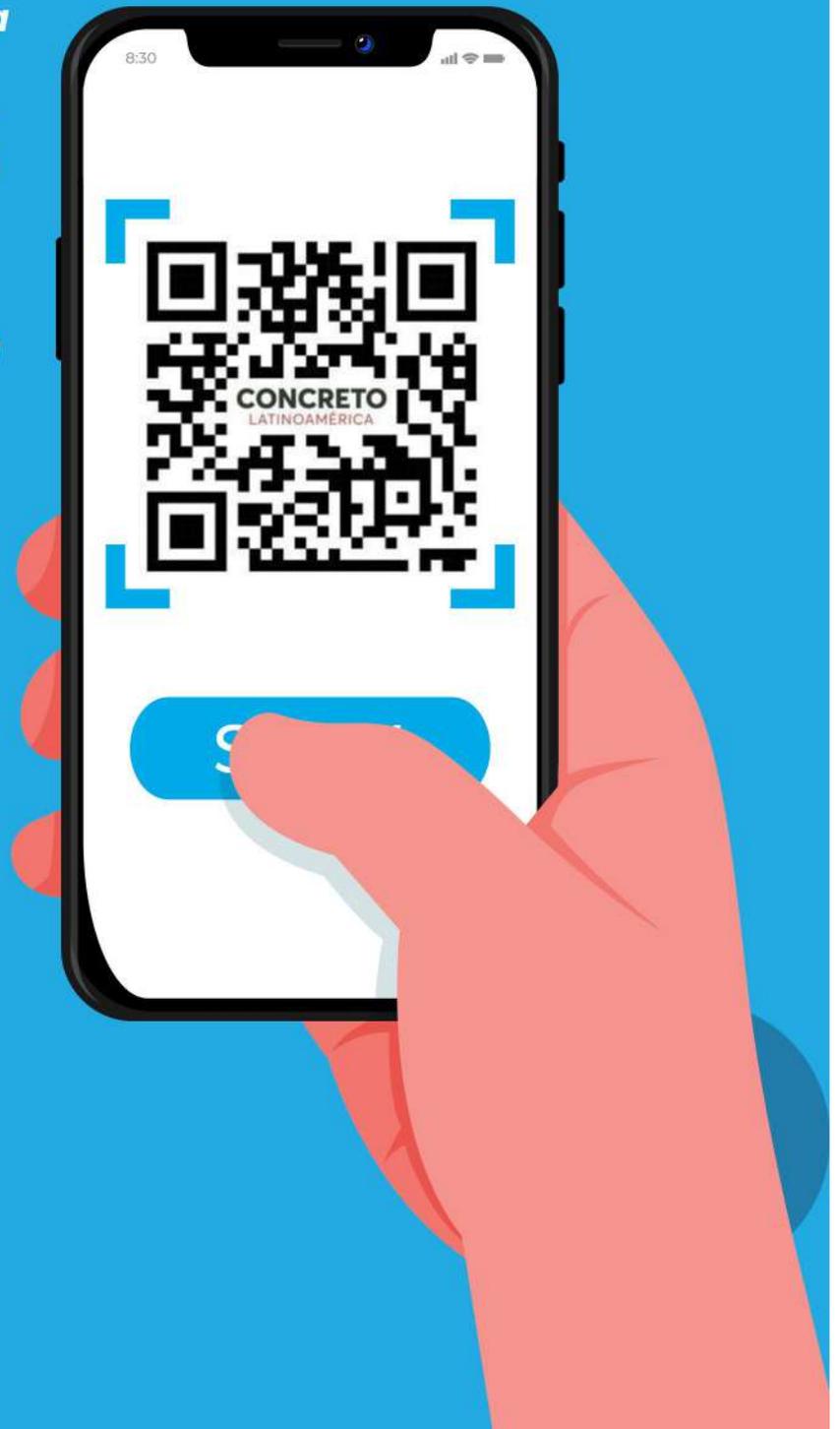
¡Es muy fácil!

Podrás descargar la Guía de Publicación y Carta de Solicitud en estos Códigos QR

Una vez descargada la Guía conocerás los requisitos para publicación, y podrás llenar la solicitud, firmarla y enviarla a la Revista Concreto Latinoamérica, a través de la dirección concretolatam@gmail.com

¡Listo!

Tú solicitud y artículo serán evaluados para su publicación.



Carta Solicitud Publicación



Preguntas y Respuestas

Las preguntas de esta columna fueron formuladas por usuarios de los documentos de ACI y han sido respondidas por el personal de ACI o por un miembro o miembros de los comités técnicos de ACI. Las respuestas no representan la posición oficial de un comité de ACI. Los comentarios deben enviarse a keith.tosolt@concrete.org.

Barras no. 14 y no. 18 agrupadas

P

En la sección 25.6.1 en el ACI 318-14 indica: "Las barras mayores de No. 11 no se agruparán en vigas. ".¹ El comentario indica que estos límites son para control de grietas y no debido a preocupaciones de resistencia. Por favor, confirmen que la interpretación de esta es la correcta. ¿Hay alguna razón por la que un paquete de múltiples barras de No. 14s o No. 18s no deba usarse en un pozo perforado, probablemente con cubierta permanente?

R

Su interpretación es correcta. Según el comentario de la Sección R25.6.1.3 del ACI 318-14: "La conformidad con los requisitos de control de grietas de 24.3 impedirá efectivamente la agrupación de barras mayores que el número 11 como refuerzo de tensión". Sin embargo, la Sección 16.3.5.4 y 25.5.5.3 del ACI 318-14, permite que el ingeniero, "para empalmes por solape de las barras longitudinales No 14 y No 18, únicamente en compresión, con barras que satisfagan el punto 16.3.3.1," lo cual podría requerir que cada barra No. 14 o No. 18 se empalme a más de una barra de espiga más pequeña que la No. 14. El código no comenta sobre el uso de barras No.14 y No.18 en muelles o pozos perforados, pero AASHTO LRFD 2012² permite paquetes de dos barras para barras No. 14 y No. 18 en vigas de puente.

Sin embargo, el ACI 318 no aborda todos los posibles métodos de diseño y construcción. La Sección 1.10 del ACI 318-14, permite el uso especial de un "sistema de diseño, construcción o materiales de construcción alternativos dentro del alcance de este Código, cuya calidad haya sido demostrado mediante un uso exitoso o mediante análisis o prueba, pero que no se ajuste o no esté cubierto por este Código" Los patrocinadores de un sistema especial "tendrán derecho a presentar los datos en los que se basa su diseño al funcionario del edificio o a una junta de examinadores designada por el funcionario de la construcción".

El Código luego establece: "Esta junta estará compuesta por ingenieros competentes y tendrá autoridad para investigar los datos ...y formular reglas [que], cuando sean aprobadas por el funcionario de construcción y promulgadas, tendrán la misma fuerza y efecto que las disposiciones de este Código".

Depende del ingeniero usar el juicio y el razonamiento de ingeniería para un diseño alternativo o uso de métodos de construcción, materiales o ambos.

Para el cálculo del desarrollo de longitud de barras agrupadas, consulte la sección de preguntas y respuestas³ de la edición de abril de 2005.

Referencias

1. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2014, 519 pp.
2. "AASHTO LRFD Bridge Design Specifications," sixth edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 2012, 1661 pp.
3. "Concrete Q&A: Calculating Development Length of Bundled Bars," Concrete International, V. 27, No. 4, Apr. 2005, p. 96.

Losas en dos direcciones con paneles de caída

P

¿Es requerido extender el amarre de columnas hacia las zapatas y ábacos en un edificio con zapatas dispersas y losas de dos direcciones con paneles de caída?

R

La respuesta depende de la Categoría de Diseño Sísmico (CDS) del edificio y su confinamiento lateral proporcionado por la zapata o losa. Para todos los CDS y condiciones de confinamiento el ACI 318-19, Sección 10.7.6.2.1, requiere que "...el amarre inferior o anilla será localizada a no más de un medio del espaciamiento del amarre o anilla de la parte superior de la zapata o losa."¹ Además, la Sección 10.7.6.2.2 requiere que el amarre o anilla superior este "localizado a no más de un medio del espaciamiento del amarre o anilla debajo del refuerzo horizontal más bajo en la losa, ábaco, o tapa cortante." Requisitos similares son aplicados a otros sistemas: "Si las vigas o brazos se moldean en los laterales de las columnas, el amarre o anilla estarán localizados a no más de 3 pulgadas por debajo del refuerzo horizontal más bajo en la viga o brazo más llana."

Se hace nota aparte, sobre la Sección 15.3.2, la

cual requiere que el refuerzo transversal de una columna de esquina o de borde, sea continuo a través de la junta de losa y columna, de acuerdo con la Sección 25.7.2.

El Capítulo 18 del ACI 318-19, provee requisitos adicionales aplicables a losas de dos direcciones para estructuras asignadas de CDS B a F. Las secciones 18.4.4.6 y la 15.3.2.1 requiere que ara pórticos de momentos intermedios y aquellos que incluyen losas de dos direcciones sin vigas, que haya al menos un refuerzo transversal en junta entre el refuerzo superior e inferior de la losa si esta:

- Forma parte del sistema de resistencia sísmica; y
- Provee soporte lateral en menos de cuatro caras de la columna.

Para Estructuras de CDS D, E o F, la sección 18.13.2.4 requiere que el refuerzo transversal se extienda a la zapata que soporta las columnas o elementos aledaños de paredes estructurales que tienen un borde entre un medio de la profundidad de la zapata. Esa misma sección provee los detalles requeridos para el refuerzo transversal. Como se hizo nota en los Comentarios asociados, el refuerzo transversal es necesario para prevenir fallas en el borde de la zapata.

Para ejemplos de diseño, pueden referirse al “ACI Reinforced Concrete Design Handbook”², el cual sirve como un acompañante al ACI 318-19 y también está disponible en la plataforma ACI 318 PLUS³.

Referencias

1. ACI Committee 318, “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-19) (Reapproved 2022),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2019, 623 pp.
2. “ACI MNL-17(21): ACI Reinforced Concrete Design Handbook,” V. 1 and 2, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2021.
3. ACI 318 PLUS, <https://www.concrete.org/publications/aci318plus.aspx>.

La traducción de este artículo correspondió al Capítulo de Puerto Rico

Título: Concreto, Preguntas y Respuestas: Barras no. 14 y no. 18 agrupadas



Traductora:
Anabel N. Merejido



Revisor Técnico:
Jose M. Mejia Borrero

Comprendiendo las roturas de puente térmico estructurales

TechSpotlight

Si una losa de concreto reforzado se extiende a través de una capa aislante de la envolvente de un edificio para soportar un balcón o parapeto, ésta creará enormes aletas radiantes que pueden transferir calor del interior del edificio hacia un ambiente frío. Además de desperdiciar energía y aumentar la huella de carbono del edificio, los puntos fríos localizados en la losa de concreto bajan las temperaturas superficiales interiores, resultando en condensación que puede contribuir al crecimiento de moho y causar un daño a los acabados.

Las roturas de puente térmico estructurales se diseñan para minimizar la pérdida de calor a través de la envolvente del edificio en las conexiones entre las losas estructurales y balcones, parapetos o bordes de losas. Los sistemas de rotura térmica típicamente comprenden una capa aislante de poliestireno de 76 mm (3 pulg.) de espesor que coincide con la profundidad de la losa de concreto y se instala alineada con la capa aislante dentro de la envolvente del edificio (vea la Fig. 1).

Cada módulo tiene barras de refuerzo con secciones rectas y curvas para transferir fuerzas de flexión y cortante a través del aislamiento. Las barras de refuerzo son de acero inoxidable, que tiene aproximadamente un tercio de la conductividad del acero estructural. Dado que soportan fuerzas de cortante, los módulos están etiquetados para indicar la cara exterior del aislamiento. La mayoría de los fabricantes de rotura de puente térmico proporcionan servicios de ingeniería especializados, diseñando la rotura de puente térmico en función de las fuerzas suministradas por el ingeniero responsable del proyecto. Para construcciones en zonas de riesgo sísmico, se suministrarán módulos adicionales, específicamente diseñados para resistir el movimiento lateral, así como las fuerzas de levantamiento.

Fig. 1: Las roturas de puente térmico estructurales son relativamente ligeras y pueden ser instaladas por una persona siguiendo los manuales de instalación del producto e ilustraciones detalladas. Los extremos alternados de cada módulo se conforman para proveer juntas machihembradas y asegurar una instalación rígida y continua. La parte superior azul de cada módulo es un cabezal de polímero de protección (también hay disponibles cortafuegos). Nota: Las barras blancas en la foto son barras de polímero reforzado con fibra de vidrio (GFRP)



Instalaciones de Balcones

Las roturas de puente térmico pueden instalarse en el sitio de proyecto para aplicaciones de colados en sitio o pueden instalarse en elementos de balcones de concreto premezclado en una fábrica y posteriormente ser transportadas al sitio de trabajo.

Los módulos de rotura de puente térmico típicamente se envían en longitudes estándar de alrededor de 1 m (3.28 ft). Longitudes más pequeñas pueden crearse cortando a través de la capa de aislamiento utilizando una sierra de mano (Fig. 2), cuidando evitar cortar barras de refuerzo y módulos de compresión.



Fig. 2: Un módulo de ruptura de puente térmico puede cortarse con serrucho de manera manual en caso de ser necesario

Durante la instalación, los módulos de rotura de puente térmico se colocan sobre la cimbra de la losa en un hueco preparado entre la losa u las barras de refuerzo del balcón (Fig. 3(a)). Las barras de tensión se atan entonces a los castillos de acero de refuerzo en cada lado. El concreto se coloca hasta la superficie superior de la rotura de puente térmico (Fig. 3(b)).

Las roturas de puente térmico pueden configurarse para acomodar desniveles en balcones, ductos dentro de las losas, y membranas impermeables. Siempre es mejor contactar al productor de la rotura de puente térmico para determinar la mejor manera de resolver los problemas de puenteo térmico en proyectos específicos.



Fig. 3: Roturas de puente térmico estructurales en balcones: (a) durante la colocación del concreto del balcón, y (b) después de la colocación del concreto del balcón y de la losa. Nota: Los módulos se instalan con la placa superior al ras de la estructura exterior de concreto. Las barras blancas son barras de GFRP.

Instalaciones de Parapetos

Las roturas de puente térmico para parapetos también consisten en un bloque de aislamiento perforado por barras de acero de refuerzo. Las barras que se proyectan por debajo del aislamiento se fabrican con dobles a 180 grados que serán colados dentro de la losa de azotea, y las barras que se proyectan sobre el aislamiento se extienden verticalmente para ser coladas dentro del parapeto (Fig. 4).



Fig. 4: Se instalan roturas de puente térmico para parapetos en las cimbras de madera verticales de parapetos y se atan a las barras de refuerzo horizontales. Las barras de refuerzo se fabrican para transferir tanto adherencia como cortante a través de la capa de aislamiento.

Instalaciones de Losas Post -Tensadas

Las roturas de puente térmico también pueden instalarse en losas post-tensadas con algo de planeación avanzada considerando la colocación de los extremos vivos para permitir acceso para el conector. El equipo de diseño debe contactar al fabricante de la rotura de puente térmico temprano en el proceso de diseño para discutir soluciones posibles. En edificios con balcones discretos, puede ser posible localizar los extremos vivos de los tendones en los huecos entre balcones. En edificios con balcones continuos, se pueden usar bloqueos para acceder a los extremos vivos de los tendones (Fig. 5). Después de aplicar tensión, estas áreas pueden llenarse con concreto o con aislamiento rígido y sellarse con mortero.



Fig. 5: Las roturas de puente térmico estructurales pueden ser instaladas en losas post-tensadas: (a) un bloqueo dentro de la losa, (b) una rotura de puente térmico en los extremos muertos de los tendones; y (c) un bloqueo dentro de un balcón, en el último caso, la abertura puede llenarse usando aislamiento rígido y concreto.

Conexiones de Concreto a Acero

Las roturas de puente térmico también están disponibles para conectar balcones estructurales de acero a losas de concreto, incluyendo la reacomodación de un balcón en una estructura existente. En un caso, las barras de refuerzo de rotura de puente térmico son ancladas en huecos perforados inyectados con un adhesivo químico, y las superficies de las roturas de puente térmico son selladas con sellador impermeable y un mortero sin retracción. El marco de acero de cada balcón es entonces asegurado a las roturas de puente térmico con pernos.

Planear hacia el futuro

La planeación es crucial. Es buena idea contactar al productor de las roturas de puente térmico temprano en el proceso de licitación para discutir precios y necesidades del proyecto, incluyendo programar entregas para coincidir con el itinerario de construcción para cada piso.

El equipo de construcción también debe estar preparado antes de tiempo. Muchos fabricantes ofrecen información técnica, manuales de instalación, y videos en sus sitios web. Algunos también ofrecen sesiones de entrenamiento y consultas en sitio. Educar al equipo de construcción, así como trabajar con un proveedor que esté ahí para apoyar al proyecto, permitirán lograr una instalación suave y exitosa.

---Schöck North America, www.schoeck.com/en-us/home

La traducción de este artículo correspondió al Capítulo Noreste de México

Comprendiendo las roturas de puente térmico estructurales



Traductor:
M.C. Francisco David Anguiano Pérez



Revisor Técnico:
Ing. Jesús Arturo Angel Mellado

MTS

810
Material
Test System



CONCRETO
LATINOAMÉRICA