CONCRETO
LATINOAMÉRICA

VOLUMEN V | NÚMERO 10 | OCTUBRE 2024

Un Desafío de Construcción en la Montaña de América

Discusión de un artículo de Nagele, Lawson y Griffin

Por Peter H. Bischoff

CONCRETO
LATINOAMÉRICA

Volumen V - Número 10
Octubre de 2024

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

Representantes de los Capítulos ACI de Latinoamérica:

Argentina
Dr. Raúl Bertero

Colombia
Dra. Nancy Torres Castellanos
Dr. Fabián Augusto Lamus Báez

Costa Rica
Ing. Minor Murillo Chacón

Ecuador Centro y Sur
Ing. MSc. Santiago Vélez Guayasamín

Guatemala
Ing. Luis Alvarez Valencia
Ing. Xiomara Sapón Roldán

México Noreste
Dr. Jorge Maurilio Rivera Torres

México Noroeste
Ing. Óscar Ramírez Arvizu

México Centro y Sur
Ing. José Alfredo Rodríguez Campos

México Sureste
Mtro. Josseph Eli Mandujano Zavala

República Dominicana
Ing. Piero Roberto Caputo Rodríguez

Perú
Ing. Julio Antonio Higashi Luy

Puerto Rico
Ing. Anabel N. Merejildo

Al centro de las montañas Rocallosas, cerca de Cascade, Colorado, EE. UU., se encuentra la "Montaña de América", llamado "Pikes Peak" en inglés, y al cual los nativos americanos conocían como la "Montaña del Sol", por ser ésta la primera que se iluminaba con el sol naciente cada día. En 1964 se construyó en su cima un Centro de Visitantes, que requirió reconstruirse a partir de 2015. El nuevo edificio debería ser sustentable y contar con sello "LEED Plata" y ser certificado por "Living Building Challenge". El edificio de 3,567 m² (38,400 ft²) se terminó en 2022 y es hoy el edificio prefabricado construido a mayor altitud en el mundo, a 4,302 m SNM (14,115 ft), así como el Centro de Visitantes más elevado, lo que significó un gran reto constructivo y de planeación, debido a la gran altura y tener un clima tan extremoso que solo permite trabajar allí unos cuantos meses durante el año. (Para más información ver artículo 2 de éste número)

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 Octubre del 2024. El Instituto no se hace responsable por las declaraciones u opiniones expresadas en sus publicaciones. Las publicaciones del Instituto no pueden ni pretenden suplantar el entrenamiento técnico individual, responsabilidad o juicio del usuario o de quien provee y presenta la información. Con el propósito de difundir el conocimiento técnico del concreto, se autoriza la difusión de la presente edición a los Capítulos del ACI de habla hispana entre su membresía y grupos de interés, sin embargo, será necesaria la autorización del American Concrete Institute para reproducir total o parcialmente los contenidos de este número salvo que se hagan para uso personal o académico y sin fines comerciales. Todos los materiales originales en inglés, y contenidos en este número de Concreto Latinoamérica en español, están protegidos por las leyes de Derechos de autor y propiedad industrial, tanto nacionales como internacionales.

COMITÉ EDITORIAL

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

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

Editor en Jefe:
Ing. José Lozano y Ruy Sánchez

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

Asesor Técnico:
Dr. Alejandro Durán Herrera

Traducción:
Lic. Iliana M. Garza Gutiérrez

Comité de Artículos Originales
Ing. Xiomara Sapón Roldán
Ing. Thyssen Won Chang

Revisión Editorial:
Lic. Iliana M. Garza Gutiérrez

Administración y Logística:
Lic. Ana Durán Herrera

Dirección Creativa:
MDG. Rosa Otilia Armendaríz Solís

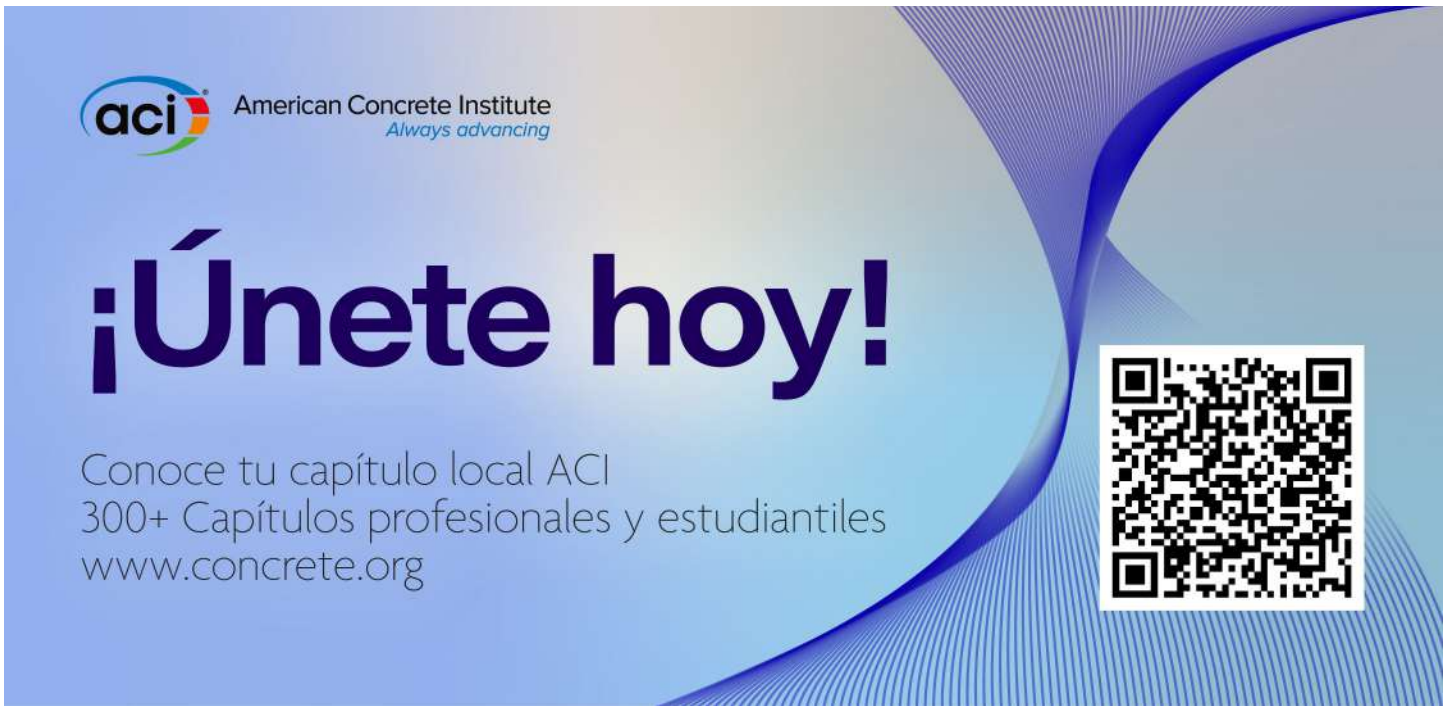
Diseño Gráfico:
LDI. Hannia Annett Molina Frías
LDG. Anakaren Lozano González

"Agradecemos el apoyo a la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Autónoma de Nuevo León por su colaboración en el diseño editorial de la revista".
Diseño Editorial: Comunicación e Imagen Institucional FIC-UANL

REVISORES EDITORIALES

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

Ing. José Lozano y Ruy Sánchez
Dr. Lucio Guillermo López Yepez
Dra. Margareth Josefina Dugarte Coll
Dr. Francisco René Vázquez Leal



CONTENIDO

1 **Certificación ACI en el Reino Unido**

2 **Un Desafío de Construcción en la Montaña de América**

El edificio prefabricado más alto del mundo corona las Montañas Rocosas de Colorado

Por Deborah R. Huso

3 **Reflexiones adicionales sobre los 'Desafíos del diseño en Tilt-Up'**

Discusión de un artículo de Nagele, Lawson y Griffin

Por Peter H. Bischoff

4 **Cómo resolver en losas de concreto un desempeño deficiente provocado por congestión de ductos para cableado**

Por Charles C. Thiel Jr. y K. Dirk Bondy

5 **Respuesta esfuerzo-deformación del concreto de cemento BCSA**

Se espera que la investigación sobre el cemento BCSA ayude a codificar su uso como un cemento alternativo

Por Victoria K. Sicaras, en nombre de la fundación ACI.

6 **Reforzamiento a flexión instalado cerca de la superficie de estructuras existentes de concreto**

Por Joseph L. Yamin y Daniel T. Millman

7 **Sociedad Americana de Constratistas de Concreto Consejo de Concreto Pulido**

Posicionamiento #8

8 Preguntas y Respuestas.
Refuerzo a través de Juntas de Contracción en Losas Sobre el Terreno

CONVOCATORIA
CONCRETO LATINOAMÉRICA

¿Publicar tus artículos de investigación y casos de estudio **en nuestra revista?**

¡Es múy fácil!

Descarga la Guía de Publicación

¡Escanea para conocer los requisitos!

Llena la Carta de Solicitud

¡Escanea para completar tus datos!

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

Tu solicitud y artículo serán evaluados para su publicación.

01

Certificación ACI en el Reino Unido

Gareth David analizó los procedimientos para la determinación de la densidad según la norma EN 12390-7.

De acuerdo al lema de ACI "Siempre avanzando", el Departamento de Certificación de ACI dirigió recientemente un programa piloto con el Instituto de Tecnología del Concreto (ICT), un socio internacional de ACI, el nuevo programa de Certificación de Técnico en Pruebas de Resistencia a la Compresión del Concreto (CCSTT por sus siglas en ingles) en Woking, Inglaterra, Reino Unido.

Como siguiente paso en el avance de los programas de certificación de ACI en el Reino Unido y la Unión Europea, ACI ahora tiene un programa de certificación de Técnico en Pruebas de Resistencia para complementar el programa de certificación de Técnico en Pruebas de Campo de Concreto EN ACI-ICT.

El nuevo programa EN CCSTT de ACI-ICT se basa en las normas EN 12390, Pruebas de Concreto Endurecido. Parte 1: Forma, Dimensiones y otros requisitos para Muestras y Moldes; Parte 3: Resistencia a la Compresión de Muestras de Prueba (Cubos); y Parte 7: Densidad del Concreto Endurecido (Método de desplazamiento de agua).

El comité de supervisión de programas ACI bajo normativas internacionales desarrolló el programa a través del Subcomité C602-GB de ACI, Programas de certificación del Reino Unido, presidido por Gareth David, Director de Tempra Consulting Services Ltd, West Byfleet, Surrey, Reino Unido. Michael Morrison, director de desarrollo de programas de certificación de ACI, se desempeñó como enlace del personal. David también es director y tesorero honorario de ICT. Morrison y John Nehasil, Director Ejecutivo Senior de Certificación y Capítulos, viajaron a Woking para llevar a cabo el programa piloto y una sesión de orientación para un nuevo grupo de miembros que trabajan con ICT para ofrecer este programa.

A las sesiones asistieron representantes del Reino Unido e Irlanda.

El programa de 1 día de duracíon se llevó a cabo a principios de abril y fue organizado por David en Testing & Consultancy Services, Ltd, laboratorios ubicados en Woking. El programa incluyó instrucción administrativa y técnica, práctica así como la administración de los exámenes escritos y de desempeño basados en la norma EN.

Los participantes de este evento fueron identificados por el ICT en función de su experiencia en pruebas de resistencia del concreto, así como de su potencial para servir a ACI y al ICT como examinadores y examinadores complementarios para sesiones de certificación posteriores. Además, sus puestos dentro de la industria de la construcción con concreto en el Reino Unido e Irlanda los hacen excepcionalmente calificados para comunicar el valor y la necesidad del programa a sus empleadores y otros contactos de la industria. Se evaluaron todos los resultados de las pruebas, los comentarios y los procedimientos generales, y el programa se finalizó con una implementación en septiembre de 2024.

Bryan Magee, de la Universidad de Belfast, habló de la importancia de contar con el equipo adecuado con un candidato.

El Subcomité C602-GB del ACI llevó a cabo una junta preparatoria para la reunión de Comité durante la primavera de 2024 el 10 de abril de 2024 en Birmingham, Reino Unido, antes de la Convención Anual del ICT. Se presentaron los detalles del programa piloto a los miembros del subcomité con un enfoque en las lecciones aprendidas y los pasos administrativos necesarios para completar el desarrollo del programa.

Este programa está disponible para los grupos patrocinadores en aquellos países que operan principalmente bajo estándares EN. Para obtener más información sobre este programa, visite **www.concrete.org/certification/certificationprograms** o **www.theict.org.uk/Certification.asp.**

El personal de ACI y los miembros de ICT con algunos de los participantes en el programa piloto.

Título original en inglés:
ACI Certification in the UK

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

Traductor y Revisor Técnico:
Ing. Santiago Vélez Guayasamín. MSc DIC

02

Un Desafío de Construcción en la Montaña de América

El edificio prefabricado más alto del mundo corona las Montañas Rocosas de Colorado

Por Deborah R. Huso

El Pikes Peak, cariñosamente conocido como "la montaña de América", está situado en la espina dorsal de las Rocosas de Colorado, cerca de Cascade, CO, EE UU. Conocido por las impresionantes vistas que ofrece su cima en los días despejados, el pináculo ha sido venerado por generaciones de exploradores, poetas y chamanes.

Durante generaciones, las tribus Ute han llamado a la montaña Tava Kaavi ("Montaña del Sol") porque es el primer pico de las montañas que capta la luz de la mañana. En 1806, el explorador Zebulon Pike (actual homónimo de la montaña) declaró que el pico era insuperable. En 1893, Katherine Lee Bates inmortalizó la montaña en su canción "América, la Bella".

Desde 1948, la cercana ciudad de Colorado Springs cuenta con un permiso de uso especial del Servicio Forestal de EE. UU. para explotar la carretera de acceso a la montaña y la cima como atracción turística. Sin embargo, durante décadas, el centro de visitantes de la cima, construido en los años sesenta, ha sido inadecuado para acoger a las 600,000 personas que visitan la montaña cada año.

En 2015, la ciudad de Colorado Springs empezó a estudiar el diseño y la construcción de un nuevo centro de visitantes. "Necesitábamos algo sostenible", explica Sandy Elliott, responsable de Turismo y Finanzas de los Servicios de Parques, Ocio y Cultura de Colorado Springs. "Las condiciones de la cumbre son difíciles. Y necesitábamos algo atractivo para los visitantes".

El Servicio Forestal de EE. UU. exigía como mínimo la certificación Leadership in Energy and Environmental Design (LEED) Plata para el edificio, y la ciudad de Colorado Springs también quería la certificación Living Building Challenge. La nueva estructura superó con creces estas aspiraciones. De hecho, el recientemente terminado Centro de Visitantes de la Cumbre Pikes Peak, de 3,567 m^2, se convirtió en el edificio prefabricado más alto del mundo cuando se terminó en 2022. A 4,302 m sobre el nivel del mar, es también el centro de visitantes más alto del mundo.

Centro de Visitantes de la Cima Pikes Peak (foto cortesía de la ciudad de Colorado Springs)

Diseños para condiciones extremas

El centro de visitantes original de Pikes Peak, conocido como Summit House, construido en 1964, se había levantado sobre permafrost, lo que provocó que sus cimientos se desplazaran poco después de la construcción y estuvo a punto de provocar su demolición. RTA Architects, de Colorado Springs (Colorado, EE. UU.), y GWWO, Inc., de Baltimore (Maryland, EE. UU.), llevaron a cabo lo que Michael Riggs, Director Asociado y Arquitecto del Proyecto de RTA, denominó "un sólido proceso de diseño y de aportaciones de la comunidad" para diseñar el nuevo edificio. Tras explorar cuatro ubicaciones y cuatro estilos distintos del edificio que ocuparía la cima de la montaña, el equipo de diseño se decantó por una estructura que se encajaría en el extremo sureste de la montaña, la mayor parte bajo el nivel del suelo y con acceso al exterior.

"Queríamos preservar al máximo la experiencia natural de la montaña", explicó Riggs, "y también necesitábamos una estructura que pudiera soportar las condiciones climáticas de la misma".

Con unas condiciones meteorológicas extremas, que incluyen temperaturas de hasta -40 °C (-40 °F) y vientos de 370 km/h (230 mph), Pikes Peak es un entorno poco propicio tanto para la construcción in situ como para la construcción con pilotes.

"La razón principal [por la que elegimos los prefabricados] fue el formato de prefabricación y luego, adicionalmente, poder diseñar un panel aislado tipo sándwich", explicó Tim Redfern, jefe de operaciones de campo del contratista GE Johnson, con sede en Colorado Springs. "Teníamos requisitos muy estrictos y de valor R muy alto para esos paneles de pared". Según Redfern, los equipos de diseño y construcción consideraron la posibilidad de utilizar acero estructural, pero sabían que el entramado tendría que hacerse in situ.

El concreto prefabricado cumplía todos los requisitos. "Necesitábamos algo que pudiera montarse rápidamente y que redujera al mínimo la mano de obra en la montaña", explicó Riggs, por no hablar de las dificultades de transportar materiales por una empinada carretera escarpada con 256 curvas.

"Además, sólo tenemos 3 meses en los que el tiempo [en la montaña] no es invernal", añadió Elliott. "La ventana de construcción es básicamente parte de junio a agosto".

"El material de construcción más rápido del mundo para estructuras de este tipo es el prefabricado", dijo Don Palmer, Director de Proyectos del fabricante de prefabricados de concreto Stresscon, con sede en Colorado Springs. "Además del sitio y las limitaciones del plazo de obra allí arriba: no había otra opción".

Según Riggs, la construcción con prefabricados de concreto ofrecía estructura, aislamiento y un sustrato preparado, "así que no tuvimos que añadir un montón de otros materiales para tener [el edificio] listo rápidamente".

(foto cortesía de la ciudad de Colorado Springs)

Centro de Visitantes de la Cumbre Pikes Peak en construcción (fotos cortesía de Stresscon)

Muro histórico conservado del siglo XIX con el nuevo Centro de Visitantes que se está construyendo al fondo (foto cortesía de la ciudad de Colorado Springs)

Entregas en la Cumbre

GE Johnson comenzó a excavar para los cimientos del centro de visitantes en 2018. Los cimientos son la única parte del edificio que se fabricó in situ. Debido a retrasos imprevistos, la parte prefabricada del proyecto no comenzó hasta julio del año siguiente. "John Hernández, director de proyecto de Stresscon, explica: "El calendario era lo más importante. "Los prefabricados ofrecían una temporada de construcción".

Los remolques no podían medir más de 12 m (40 pies) y sólo podían transportar la mitad de la carga habitual. Así pues, las dimensiones de las piezas se limitaron a 3 x 14 m (10 x 46 pies) y los pesos a 13,600 kg (30,000 lb). Sin embargo, Stresscon suministró una viga en T invertida de 22,680 kg (50,000 lb) y dos paneles de pared de 3.5 m (11.5 pies) de ancho. La viga debía ser una pieza continua para evitar la necesidad de una columna en la zona del comedor. La anchura de los dos paneles de pared sobredimensionados era necesaria para enmarcar las aberturas del ascensor.

Los paneles del techo debían poder alojar equipos de limpieza, ya que en la parte superior del edificio hay una pasarela para visitantes. Según Steve Horner, director de HCDA Engineering, con sede en Colorado Springs e ingeniero estructurista del proyecto, el edificio tenía que soportar una carga de nieve de 610 kg/m^2 (125 lb/ft^2) y una velocidad del viento de 435 km/h (270 mph), exposición D.

"Nos habría encantado hacer paneles más grandes", explicó Riggs, "pero debido a las curvas y al peso de transportar los paneles en camiones que subían 2,377 m desde la base de la montaña, había un límite a lo que se podía subir".

Dado que la cima permaneció abierta a los visitantes durante la construcción, los camiones que transportaban los paneles prefabricados sólo disponían de un breve lapso de tiempo cada día para realizar las entregas, ya que era demasiado peligroso transportar los paneles por la sinuosa carretera de montaña durante la noche. En total, se necesitaron 351 camiones para entregar los componentes prefabricados para la construcción del centro de visitantes.

Según Palmer, de los 25 camioneros que suelen entregar paneles prefabricados para Stresscon, sólo siete estaban dispuestos a recorrer la empinada y curvilínea carretera hasta la cima de Pikes Peak.

Construir para superar los retos climáticos

El nuevo centro de visitantes se diseñó para que quedara oculto en el flanco sureste de la montaña. A diferencia de la estructura anterior, construida sobre permafrost inestable y sostenida por gatos, el nuevo edificio se asienta sobre roca firme. El equipo de construcción tuvo que excavar 1.8 m de permafrost para acceder a él.

"Básicamente tiene dos niveles de profundidad y un sótano con salida", explica Redfern. "La única parte del edificio que sobresale es la gran escalera. Todo el tejado es una explanada aislada con barandillas para ver".

Sin embargo, a pesar de las dificultades de la obra y de la complejidad del transporte de materiales, Horner señaló que el diseño del Centro de Visitantes de la Cumbre Pikes Peak "es bastante convencional para resistir las cargas". La cimentación de concreto del edificio consiste en las típicas zapatas continuas que se apoyan en el lecho rocoso con un poco de relleno de roca triturada debajo de las zapatas. Los pisos del nivel inferior son losas de concreto sobre aislamiento y roca triturada. "La idea era calentar el concreto y el relleno, y que ambos actuaran como masa térmica para retener el calor [dentro del edificio]", explicó Horner.

Al comenzar la construcción en 2018, GE Johnson excavó unos 26,000 m^3 (35,000 yd^3) de lecho rocoso. Según Redfern, una vez que se llega a 2 m (6 pies) por debajo del suelo superficial, la temperatura es de -3 °C (27 °F) continuos. "Había mucho hielo en las fisuras del lecho rocoso", explicó. "Tuvimos que subir dos plantas trituradoras a la cumbre porque había que utilizar unos 12,000 m^3 (15,700 yd^3) de ese lecho rocoso excavado para el relleno alrededor del edificio".

La temporada siguiente, en julio de 2019, se empezó a trabajar en serio en el montaje de los paneles prefabricados. Redfern dijo que el equipo de construcción planificó al menos 4 días de prefabricados colocados en tráileres en la cima para no tener que llevar camiones todos los días, dado el desafío del transporte y la construcción mientras la montaña permanecía abierta a los visitantes. "Queríamos suficientes prefabricados en la cumbre para poder colocar paneles durante 3 días sin tener que transportar prefabricados".

"Hasta julio no se puede construir allí arriba", señaló Redfern, "y hacia finales de septiembre empezamos a tener temperaturas bajo cero otra vez".

La única parte del edificio que no es prefabricada es el vestíbulo con estructura de acero. La razón principal, según Horner, era permitir un perfil delgado para el tejado del centro de visitantes, que remata un mirador acristalado con vistas panorámicas de las Rocosas.

Aunque los elementos prefabricados suelen ser más eficientes en la construcción gracias a la repetición del tamaño y la forma de los paneles, en la fabricación de los elementos prefabricados del Centro de Visitantes de la Cumbre Pikes Peak hubo muy poca repetición. "Prácticamente no hubo repeticiones, ni siquiera en las vigas dobles", explica Hernández. "Teníamos dos elevaciones con repeticiones, pero toda la cara sur del edificio estaba completamente recortada".

En la construcción de los pisos y la cubierta inclinada se utilizaron vigas doble T para crear un diafragma de resistencia lateral contra las cargas del suelo y el viento, así como para proporcionar drenaje de sur a norte. La cubierta también sirve de explanada de acceso desde el estacionamiento. Las vigas en doble T profundas y de tramo corto del techo están diseñadas para soportar la carga de la cubierta, 300 mm (12 pulg.) de aislamiento, el paisaje y las personas. El paisajismo incluye varias rocas de gran tamaño, así como la plataforma de observación para visitantes y la calzada desde el estacionamiento. "Se trata de una cubierta muy cargada", dijo Horner. Las cargas muertas y vivas eran de 25 y 7 kPa (528 y 150 psf), respectivamente.

Mientras tanto, los paneles prefabricados de los muros debían ser capaces de retener más de 7 m de rocas y tierra, además de soportar los sistemas de suelo y techo en doble T.

Para montar la estructura se utilizó una grúa hidráulica de 276 toneladas (250 toneladas cortas), colocada justo en la huella del edificio. Los rayos eran un peligro constante en la cota 4,320 m del proyecto, por lo que el equipo de GE Johnson perforó pararrayos especiales en la roca de granito de la cima de la montaña y los fijó a la grúa con gruesos cables de cobre para proteger tanto a la máquina como a su cuadrilla. Para mayor protección, se detuvo el trabajo cuando los rayos caían en un radio de 32 km (20 millas) alrededor del emplazamiento.

Los fuertes vientos también fueron un problema constante para los equipos de construcción. "El viento tenía que ser inferior a 48 km/h y no debía haber relámpagos", explicó Palmer, para que los equipos tuvieran luz verde para trabajar. Con la llegada del otoño, las temperaturas bajo cero también afectaron a la construcción, limitando los mecanismos de la grúa.

"Establecimos un objetivo de seis piezas al día", añadió Palmer. "Hubo días que tuvimos el doble y días que no tuvimos ninguna".

GE Johnson fue muy diligente a la hora de vigilar la salud y la resistencia de los trabajadores in situ, y exigió un "sistema de compañeros" para que las cuadrillas estuvieran atentas unas a otras a los signos del mal de altura. Todos los trabajadores tenían que pasar pruebas físicas antes de poder trabajar en la cumbre, y la mayoría trabajaba de 6 a 7 días a la semana cuando hacía buen tiempo. Sorprendentemente, según Redfern, en los 500 días de construcción en la montaña no se registró ni un solo incidente de salud o seguridad con las cuadrillas.

A lo largo de los tres años que duró la obra, el equipo de construcción perdió 125 días completos por culpa del mal tiempo y 90 medios días por culpa de los rayos.

"Cada día era diferente", dice Horner. "Si perdías un día debido a la nieve, [al día siguiente] la nieve se derretía, y entonces te pasabas el resto de la semana limpiándola".

Las conexiones para instalar los paneles prefabricados se anclaron a los cimientos de concreto in situ mediante placas empotradas y soldaduras robustas. "Estas conexiones eran más robustas que en los edificios típicos debido a la carga de viento", dijo Horner.

"Y las conexiones en la parte inferior de los muros eran extremadamente pesadas debido a la carga del suelo", añadió Hernández. "Salvo la cara sur, el [edificio de dos plantas] está en su mayor parte bajo tierra". Según Horner, el muro del sótano norte retenía 9 m (30 pies) de tierra.

Considerando la posibilidad de retrasos meteorológicos y de interrupciones de las obras, Stresscon previó un ritmo de montaje de seis paneles al día, es decir, un total de 72 días de construcción de elementos prefabricados para cerrar el centro de visitantes. Finalmente, el proceso de montaje duró 82 días, a un ritmo medio de algo más de cinco piezas montadas al día. El montaje de los paneles prefabricados duró 5 meses, desde principios de julio hasta diciembre de 2019.

La mayoría de los paneles tenían un grosor de 476 mm (18.75 pulgadas), con una capa estructural de concreto de 200 mm (8 pulg.), una capa aislante de 200 mm y una capa exterior de concreto de 76 mm (3 pulg.). Los paneles estructurales prefabricados aislados proporcionan una envoltura aislante continua, y el edificio también incluye un sistema de calefacción radiante en el suelo de alta eficiencia. Aunque la estructura del edificio es prefabricada, el revestimiento de piedra de la fachada se instaló in situ.

El Centro de Visitantes de la Cumbre Pikes Peak, que se abrió al público en junio de 2021, cuenta con la certificación LEED Silver y es también el primer edificio de Colorado diseñado y construido para cumplir las normas de certificación del Living Building Challenge.

"No hay otro edificio igual", dijo Elliott. "La ubicación, el entorno, el diseño, la sostenibilidad: está en uno de los lugares más bellos que se pueden visitar, y es 100% accesible".

Deborah R. Huso es Directora Creativa y Socia Fundadora de WWM, Farmington, NM, EE. UU. Ha escrito para diversas publicaciones especializadas y de consumo, como Ascent, U.S. News & World Report, Concrete Construction y Construction Business Owner. Ha desarrollado sitios web y estrategias de contenidos para varias empresas de productos de construcción, como Cultured Stone y Trex.

Título original en inglés:

A Peak Construction Challenge on America's Mountain. The highest total precast building in the world tops the Colorado Rockies

La traducción de este artículo correspondió al Capítulo Noreste de México

Traductora:
Lic. Iliana M. Garza Gutiérrez

Revisor Técnico:
Dr. Lucio Guillermo López Yepez

03

Reflexiones adicionales sobre los 'Desafíos del diseño en Tilt-Up'

Discusión de un artículo de Nagele, Lawson y Griffin

Por Peter H. Bischoff

El artículo de Trent Nagele, John Lawson y Jeff Griffin[1], que proporciona una visión sobre posibles desafíos en el diseño de paredes esbeltas comunes en la construcción con muros tilt-up, es tanto bienvenido como útil, ya que dirige al lector a la TechNote[2] de ACI 551 sobre este tema. Se enfatizó el uso inadecuado del momento de inercia efectivo al considerar los efectos P-delta (PΔ) de segundo orden para el diseño resistente de muros esbeltos, la confusión sobre el módulo de ruptura correcto para calcular el momento de agrietamiento y los problemas con el cálculo directo del momento factorizado M_u para contabilizar el efecto *PΔ* derivado de la deflexión fuera del plano de la pared cuando la rigidez de la pared agrietada es demasiado baja.

El propósito de esta discusión es vincular el diseño de muros esbeltos bajo cargas de servicio con la nueva expresión del momento de inercia efectivo (I_e) introducida en ACI 318-19(22)[3], la cual ahora utiliza un momento de agrietamiento reducido de (2/3)M_{cr} para calcular la deflexión. Además, se hace una recomendación para proporcionar una condición límite para la carga axial de la pared con el fin de evitar el cálculo erróneo del momento factorizado M_u mediante cálculo directo (Sección 11.8.3.1(b)). Cabe destacar que los resultados presentados para el muro tilt-up en el Ejemplo 2[1] se obtuvieron para un espesor de panel de 6-1/2 in., lo cual se informa erróneamente como 6-1/4 in. en artículo.

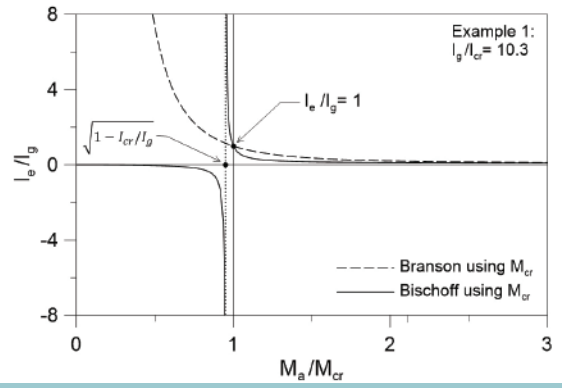


Figura 1. Variación de I_e con M_a utilizando las expresiones de Branson y Bischoff

I_e con momento de agrietamiento reducido en cargas de servicio

Bischoff versus Branson

Para empezar, me incomoda siempre que se calcula un valor negativo para I_e, lo cual puede ocurrir con el enfoque de Bischoff[4] para I_e cuando el momento de servicio $M_a < M_{cr}$, como se demuestra en la Fig. 1 (para el muro esbelto del Ejemplo 1[1] con I_g/I_{cr} = 10.3). La expresión original de Bischoff para I_e (sin un momento de agrietamiento reducido)[4]

$$I_e = \frac{I_{cr}}{1-\left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^2\left(1-\frac{I_{cr}}{I_g}\right)} \qquad \text{(1a)}$$

es válida solo cuando $M_a > M_{cr}$ y nunca fue diseñada para un miembro no fisurado con $M_a < M_{cr}$.

En este caso, $I_e = I_g$ cuando el miembro no está agrietado, como lo mencionan los autores. A diferencia de la ecuación de Branson para I_e, la cual supera a I_g para $M_a < M_{cr}$ (Fig. 1), la ecuación de Bischoff (1a) exhibe una inestabilidad asintótica en

$$M_a = \left(\sqrt{1-I_{cr}/I_g}\right)M_{cr}$$

por debajo de la cual el valor de I_e se vuelve negativo.

Observe cómo el valor de I_e según Branson es mayor que el de Bischoff cuando M_a se encuentra entre M_{cr} y $2M_{cr}$. La diferencia entre los dos enfoques es significativa en el alto I_g/I_{cr} típico de un muro esbelto con una sola capa de refuerzo en el punto medio, una de las razones por las cuales el I_e de Branson puede subestimar significativamente la deflexión fuera del plano en muros esbeltos, como señalan los autores y lo observa Bischoff[5]. Usar el valor completo de M_{cr} también conduce a que se subestime la deflexión en comparación con el uso de un valor más realista de (2/3)M_{cr}.

Nuevo I_e para ACI 318

ACI 318-19(22) ha adoptado una nueva expresión para le que se da por

$$I_e = \frac{I_{cr}}{1-\left(\frac{(2/3)M_{cr}}{M_a}\right)^2\left(1-\frac{I_{cr}}{I_g}\right)} \qquad (1b)$$

cuando $M_a > (2/3)M_{cr}$ para $M_{cr} = f_r I_g / y_t$ con $f_r = 7.5\sqrt{(f'_c)}$ psi.

La expresión de Branson para I_e en ACI 318-14[6] y ediciones anteriores colocaba un límite superior de I_g en I_e, lo que obviamente no funciona con el enfoque de Bischoff cuando I_e es negativo. ACI 318-19(22) estipula un valor de I_g para I_e cuando $M_a \leq (2/3)M_{cr}$ y la Ecuación (1b) se aplica para I_e cuando $M_a > (2/3)M_{cr}$.

M_{cr} reducido

El momento de fisuración reducido de $(2/3)M_{cr}$ toma en cuenta las restricciones a los esfuerzos de tensión que se desarrollan en el concreto, como explican los autores, y se basa en trabajos de Scanlon y Bischoff[7]. El concepto de usar un momento de fisuración reducido para calcular le fue introducido ya en 1982 por Scanlon y Murray[8], y posteriormente adoptado para losas bidireccionales por la norma CSA A23.3-94[9] en 1994 y para losas y vigas unidireccionales por la norma CSA A23.3-14[10] en 2014 (pero utilizando un valor reducido de f_r en lugar de reducir M_{cr} directamente, como lo hace ACI 318-19(22)).

¿Por qué el cambio?

Una razón para adoptar la Ecuación (1b) para I_e en ACI 318-19(22) fue por los problemas al calcular la deflexión de losas. La expresión de Branson para I_e se compara con el enfoque de Bischoff en el M_{cr} completo en la Fig. 2 para un miembro típico de concreto reforzado con acero con $I_g/I_{cr} = 3$. La diferencia observada entre los dos enfoques para momentos de servicio entre M_{cr} y $2M_{cr}$ se vuelve mayor a medida que I_g/I_{cr} aumenta más allá de tres.

El enfoque de Branson da una respuesta demasiado rígida para las losas, que típicamente tienen un I_g/I_{cr} entre 4 a 8 y M_a menor que el doble de M_{cr}. Un panel de pared tilt-up esbelto con una capa central de refuerzo puede tener un I_g/I_{cr} aún mayor, entre 15 a 20, lo que conduce a una rigidez irrealmente alta y deflexiones mucho más pequeñas cuando se utiliza el enfoque de Branson en comparación con el de Bischoff[5]. El uso de un momento de fisuración reducido de $(2/3)M_{cr}$ con el enfoque de Bischoff aumenta aún más la flexibilidad para dar valores mayores de deflexión calculada, como se demuestra en la Fig. 2.

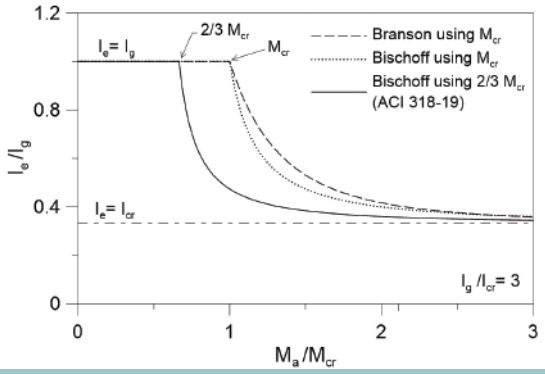


Figura 2. Efecto de utilizar el momento de agrietamiento reducido de $(2/3)M_{cr}$ con el criterio de Bischoff

Deflexión de Muros Tilt-Up bajo Cargas de Servicio

La Figura 3 compara las pruebas de paneles de muro SEAOSC,[11,12] descritas por los autores, con la respuesta calculada utilizando el enfoque UBC[13] y el I_e prescrito por ACI 318-19(22) (I_e de Bischoff con $(2/3)M_{cr}$). Los valores calculados de deflexión incluyen los efectos $P\Delta$. Ambos enfoques proporcionan una coincidencia razonable con los resultados de las pruebas bajo cargas de servicio. La respuesta de I_{cr} mostrada en estos gráficos se utiliza para calcular el I_e de Bischoff y se basa en una sección elástica agrietada con una distribución de tensiones triangular asumida para el concreto y sin carga axial.

El enfoque UBC prescrito por el ACI 318-19(22) calcula I_{cr} con un eje neutro correspondiente a los cálculos del bloque de tensiones rectangulares utilizados para determinar M_n para una sección con un área efectiva de acero de tensión $A_{se,w}$, para tener en cuenta el aumento en la resistencia a flexión y rigidez a flexión con baja carga axial. El I_{cr} de UBC es mayor que el valor elástico.

La naturaleza no conservadora del uso de I_e de Branson para el diseño de servicio, la razón por la cual las disposiciones del ACI 318-99[14] para muros esbeltos se revisaron en el ACI 318-08[15], ya no existe con la expresión del ACI 318-19(22) para I_e. Las futuras ediciones del ACI 318 podrían considerar la readopción del método I_e para calcular la deflexión de muros esbeltos para condiciones de servicio,

pero no para el diseño de resistencia, el cual debería continuar siguiendo el enfoque basado en UBC por las razones mencionadas.

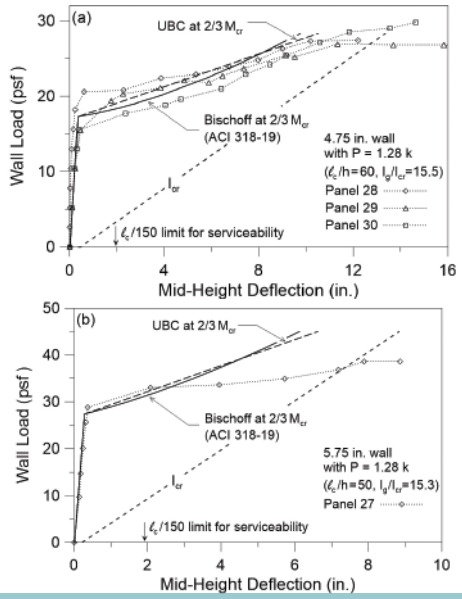


Figura 3. Respuesta de muro a cargas y deflexiones de la prueba de paneles delgados SEAOSC [11,12] comparados con UBC y Bischoff con (2/3)M_{cr}. (ACI 318-19(22)) Adaptado de Bischoff [5]

Cálculo directo de M_u utilizando I_{cr}.

En relación con el problema señalado por los autores en el Ejemplo 2[1], donde se obtiene un valor negativo para M_u a la mitad de la altura del muro mediante cálculo directo utilizando la fórmula

$$M_u = \frac{M_{ua}}{1 - \dfrac{5P_u\ell_c^2}{(0.75)48E_cI_{cr}}} \qquad (2a)$$

M_{ua} es el momento factorizado en la mitad de la altura del muro sin efectos $P\Delta$, P_u es la fuerza axial factorizada en la sección media, ℓ_c es la longitud del miembro de compresión, y E_c es el módulo de elasticidad del concreto. La fórmula (2a) de M_u en la Sección 11.8.3.1(b) de ACI 318-19(22) se reorganiza en una expresión análoga (2b) al método de magnificación de momentos para columnas en marcos sin desplazamiento,

$$M_u = \frac{M_{ua}}{1 - \dfrac{P_u}{(0.75)P_c}} \qquad (2b)$$

Donde P_c=(48/5)(E_cI_{cr} / ℓ^2_c). El valor de P_c (identificado como K_b en la figura 2 del artículo del autor[1]) representa la rigidez a la flexión del panel (momento flexionante por unidad de deflexión) y es similar a la carga crítica de pandeo. Una pared delgada es inestable, a veces llamada equilibrio inestable, cuando $P_u \geq (0.75)P_c$. Cuando esto sucede, la deflexión de la pared calculada en la mitad de la altura usando el enfoque iterativo de la Sección 11.8.3.1(a) no converge, lo que lleva a los problemas encontrados en el Ejemplo 2[1], donde se calcula un valor negativo para M_u con las ecuaciones (2a) o (2b). En este caso las ecuaciones (2a) y (2b) solo son válidas para P_u <(0.75)P_c.

Se sugiere que la Sección 11.8.3.1 del ACI 318-19(22) sea revisada para incluir una restricción adicional sobre la carga axial factorizada dada por P_u<(0.75) P_c=(0.75)(48/5)(E_cI_{cr}/l_c^2)

Esta restricción lleva al requerimiento de que I_{cr}>(5/48)$P_ul_c^2$/(0.75E_c) lo que evitaría el problema señalado por los autores en el Ejemplo 2.[1]

Problemas de Ejemplo Revisados

El Ejemplo 2 del artículo[1] presenta una fuerza axial factorizada en la mitad de la altura de P_u=85.7kip, que excede el límite de 0.75P_c=0.75 × 58.8 = 44.1kip. Esto no está permitido ya que la pared es inestable, y se necesita un valor mínimo para I_{cr}>372.7 in.^{4} para la estabilidad. Usando dos capas de refuerzo con siete barras No. 5 en cada cara y I_{cr}=514 in^4, se obtiene P_u<0.75P_c=118.2 kip y M_u=53.9<ϕMn=0.9×75.2=67.7 ft·kip.

El Ejemplo 1 del artículo[1] funciona porque P_u=43.5<0.75P_c=73.2 kip.

Los resultados se resumen en la Tabla 1 para mayor claridad.

I_{cr} para el Diseño de Resistencia

Los autores justifican correctamente el uso de I_{cr} para el diseño de resistencia incluso cuando los cálculos muestran que el miembro no está agrietado bajo cargas factorizadas, ya que las tensiones adicionales como las provenientes del levantamiento, restricciones por deformaciones impuestas, cargas previas o sobrecargas temporales pueden causar agrietamiento. Esto es especialmente importante de considerar porque el agrietamiento resulta en una pérdida significativa de rigidez que amplifica el momento adicional de los efectos $P\Delta$. Por ejemplo, la pared en el Ejemplo 1[1] no está fisurada con M_{ua}=24.8<(2/3)M_{cr}=30.9 ft·kip para el caso de carga U=1.2D+1.6L_r+0.5W. Sin embargo, la pared está fisurada para el caso de carga U=1.2D+0.5L_r+1.0W

con M_{ua}=45.9>(2/3)M_{cr}=30.9 ft·kip. (Ver el ejemplo B-1 en la guía ACI 551.2R[16] para mayores detalles). En ambos casos, el momento M_{ua} no incluye los efectos de $P\Delta$.

Suficientemente interesante resulta el segundo caso que es más crítico para este ejemplo con M_u=89.3 <ϕMn=94.4 ft-kip. A pesar de la magnificación de los efectos $P\Delta$ que son mayores que la primera carga como puede verse de los resultados de la tabla 1.

Resumen

El ACI 318-19(22) ha adoptado una nueva expresión para I_e con un momento de agrietamiento o fisuración reducido de (2/3)M_{cr} para M_{cr} calculado utilizando f_r= 7.5√(f'_c) psi. El momento de fisuración reducido es consistente con el factor de dos tercios aplicado a M_{cr} y Δ_{cr} (deflexión calculada fuera del plano a la mitad de la altura de la pared correspondiente a M_{cr}) para calcular la deflexión fuera del plano de cargas de servicio utilizando el método alternativo de diseño de ACI 318 para paredes delgadas. La expresión para I_e se aplica solo cuando M_a>(2/3) M_{cr} y debe considerar el historial de cargas previas. Se utiliza I_g para un miembro no fisurado cuando M_a≤(2/3)M_{cr}. El momento de fisuración reducido de (2/3)M_{cr} se utiliza en lugar de calcular M_{cr} con

f_r= 5.0√(f'_c) psi.

La deflexión fuera del plano de las paredes delgadas con cargas de servicio se calcula con una precisión razonable utilizando la expresión de I_e de ACI 318-19(22) cuando se incluyen los efectos $P\Delta$, pero I_e no debe utilizarse para comprobaciones de resistencia, ya que puede llevar a un diseño inseguro, como lo demuestran los autores. Las preocupaciones sobre el uso de un módulo de rotura incorrecto para el momento de fisuración son relevantes a cargas de servicio, pero no para el diseño de resistencia utilizando I_{cr}. Una verificación adicional para el diseño de resistencia de paredes delgadas restringiría la carga axial factorizada a la mitad de la altura a P_u<(0.75)P_c, donde P_c=(48/5)($E_c I_{cr}/\ell_c^2$). Este requisito es necesario para la estabilidad del equilibrio de la pared y conduce a un valor mínimo de I_{cr}>(5/48)$P_u \ell_c^2$/(0.75E_c).

Las recomendaciones son: 1) incluir disposiciones en la Sección 11.8.3.1 de ACI 318-19(22) para verificar la estabilidad del equilibrio al calcular el momento factorizado con efectos $P\Delta$; y 2) considerar la adopción de le en la Sección 11.8.4.1 para calcular la deflexión fuera del plano a cargas de servicio. El análisis utilizando el método de diseño de paredes delgadas del ACI 318-19(22) se basa en condiciones de soporte simple en ambos extremos de la pared y requiere modificaciones para otras condiciones de soporte.

Tabla 1:
Resumen revisado de los resultados de los ejemplos

	Ejemplo 1 (Caso de carga 1)	Ejemplo 1 (Caso de carga 2)	Ejemplo 2 (Caso de carga 1)	Ejemplo 2 Revisado*
P_u a media altura, kip	43.5	35.2	85.7	85.7
M_{ua} a media altura, ft·kip	24.8	45.9	14.8	14.8
(2/3)M_{cr}, ft·kip	30.9	30.9	17.8	17.8
0.75P_c, kip	73.2	72.5	44.1	118.2
P_u < 0.75P_c	Sí – estable	Sí – estable	No – inestable	Sí – estable
$M_u = \frac{M_{ua}}{1 - P_u/(0.75P_c)}$, **ft·kip**	61.0	89.3	—	53.9
ϕM_n, ft·kip	95.9	94.4	—	67.7

*Muro revisado con doble capa de refuerzo, I_{cr} = 514 in.^{4} para el Caso de Carga 1.
Caso de carga 1: U = 1.2D + 1.6L_r + 0.5W; Caso de carga 2: U = 1.2D + 0.5L_r + 1.0W

Referencias

1. Nagele, T.; Lawson, J.; and Griffin, J., "Tilt-Up Design Pitfalls," Concrete International, V. 46, No. 2, Feb. 2024, pp. 55-59.
2. ACI Committee 551, "Pitfalls of Deviating from ACI 318 Slender Wall Provisions—TechNote (ACI PRC-551.3-21)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2021, 12 pp.
3. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-19) (Reapproved 2022)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2019, 624 pp.
4. Bischoff, P.H., "Reevaluation of Deflection Prediction for Concrete Beams Reinforced with Steel and Fiber Reinforced Polymer Bars," Journal of Structural Engineering, V. 131, No. 5, May 2005, pp. 752-767.
5. Bischoff, P.H., "Service Load Deflection of Tilt-Up Concrete Wall Panels," Canadian Journal of Civil Engineering, V. 45, No. 8, Aug. 2018, pp. 684-689.
6. 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.
7. Scanlon, A., and Bischoff, P.H., "Shrinkage Restraint and Loading History Effects on Deflections of Flexural Members," ACI Structural Journal, V. 105, No. 4, July-Aug. 2008, pp. 498-506.
8. Scanlon, A., and Murray, D.W., "Practical Calculation of Two-Way Slab Deflections," Concrete International, V. 4, No. 11, Nov. 1982, pp. 43-50.
9. CSA A23.3-94, "Design of Concrete Structures," CSA Group, Toronto, ON, Canada, 1994, 199 pp.
10. CSA A23.3-14, "Design of Concrete Structures," CSA Group, Toronto, ON, Canada, 2014, 291 pp.
11. ACI-SEAOSC Task Committee on Slender Walls, "Test Report on Slender Walls," J.W. Athey, ed., ACI Southern California Chapter and Structural Engineers Association of Southern California (SEAOSC), Los Angeles, CA, 1982, 134 pp.
12. Ekwueme, C.; Lawson, J.; Pourzanjani, M.; Lai, J.S.; and Lyons, B., "UBC 97 and ACI 318-02 Code Comparison – Summary Report," SEAOSC Slender Wall Task Group, Jan. 2006, 47 pp.
13. 1997 Uniform Building Code, Volume 2: "Structural Engineering Design Provisions," International Conference of Building Officials, Whittier, CA, 1997, 492 pp.
14. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-99) and Commentary (ACI 318R-99)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1999, 391 pp.
15. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2008, 465 pp.
16. ACI Committee 551, "Design Guide for Tilt-Up Concrete Panels (ACI 551.2R-15)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2015, 72 pp.

Peter H. Bischoff, FACI, es Profesor Honorario de Investigación en el Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de New Brunswick, Fredericton, NB, Canadá. Es miembro de los comités del ACI 224, Grietas; 435, Deflexión de Estructuras de Edificios de Concreto; 440, Refuerzo de Polímero Reforzado con Fibra (FRP); y 440C, Código de Edificios Reforzados con FRP. Recibió el Premio de Diseño de ACI en 2014 y el Premio T.Y. Lin de ASCE en 2020 por un artículo sobre deflexión de concreto pretensado. Sus intereses de investigación incluyen el comportamiento de servicio de estructuras de concreto.

In Memoriam: Ing. José Miguel Mejía-Borrero

Septiembre 30, 1993 – Septiembre 29, 2024.

El *Comité Editorial*, así como los *Capítulos Latinoamericanos del ACI* que participamos en la publicación mensual de la *Revista Digital Concreto Latinoamérica*, nos unimos a la pena que embarga a la familia Mejía-Borrero y al Capítulo Puerto Rico del ACI, por el sensible fallecimiento del Ing. José Miguel Mejía Borrero, vice presidente del Capítulo Puerto Rico del ACI.

Enviamos nuestras condolencias y sentido pésame a su esposa Ing. Anabel Merejildo, actual presidente del Capítulo Puerto Rico, así como también a su hermana Nicole Mejía Borrero, quienes también colaboran asiduamente con nuestra publicación.

Agradecemos profundamente al Ing. José Miguel Mejía Borrero su constante y valiosa participación en la traducción de diversos artículos de nuestra revista a lo largo de los 4 años de la publicación.

El Ing. Mejía-Borrero trabajó intensamente durante 7 años en la industria del concreto de Puerto Rico, siendo un apasionado del concreto y profesional preocupado y comprometido con la formación de futuros ingenieros en la academia.

Hacemos votos por la pronta resignación para sus padres Pedro y Yelixsa, sus hermanos Pedro Jr. y Nicole, y de manera especial a su esposa Anabel y su hijo Sebastián, así como a sus amigos, conocidos, colegas y demás seres queridos.

Descanse en Paz.

Octubre 2024.

Título original en inglés:

Further Thoughts on "Tilt-Up Design Pitfalls". Discussion of an article by Nagele, Lawson, and Griffin

La traducción de este artículo correspondió al Capítulo Puerto Rico con apoyo del Capítulo Noreste de México

Traductor:
Ing. José Lozano y Ruy Sánchez

Revisor Técnico:
Dr. José Manuel Mendoza R.

04

Cómo resolver en losas de concreto un desempeño deficiente provocado por congestión de ductos para cableado

Por Charles C. Thiel Jr. y K. Dirk Bondy

Tradicionalmente, los problemas de desempeño estructural causados por colocar instalaciones en losas de concreto estaban limitados, en su mayoría, a conductos eléctricos para iluminación, que rara vez presentaban problemas de desempeño estructural si estos se encontraban en el tercio medio de la losa. Con la llegada de los vehículos eléctricos (VEs) y la necesidad de proporcionar estaciones de carga, incrementó el potencial riesgo de reducción de la integridad estructural provocada por ductos para cableado empotrados. Las instalaciones de VEs requieren tanto instalaciones de cables como fotovoltaicas (FV), aunque éstas últimas tienden a localizarse con más frecuencia en el techo.

Todas las estructuras de estacionamientos nuevos en California deben de contar con cableado para instalaciones FV, lo que da por resultado cantidades de ductos que han sobrecargado las expectativas tradicionales de diseño y han demostrado que son insuficientes. Los involucrados tanto en el diseño de la estructura como en su construcción necesitan procedimientos de diseño más confiables para evaluar y diseñar losas con ductos empotrados. Tal como se ilustra en las Figuras 1 a 4, es necesario que la industria del concreto y las comunidades de códigos aborden este problema.

El Consejo de Revisión Sísmica (SRB [por sus iniciales en inglés]) del sistema de la Universidad Estatal de California (CSU [por sus iniciales en inglés]) desarrollaron requerimientos provisionales para los proyectos de la CSU. Este artículo comparte sus requerimientos provisionales con la comunidad de ingeniería estructural, con la industria del concreto y con la comunidad de códigos de modelos de construcción, confiando en que el tema reciba una consideración más amplia y que se desarrolle un consenso sobre requerimientos técnicos.

La razón del cambio es que resulta imprescindible colocar colectores FV en los techos y estaciones de carga para VEs en todos los estacionamientos. Se promulgaron requisitos obligatorios para ello y se están aplicando sin tomar en cuenta los problemas de ingeniería estructural, excepto peso y sujeción, que son parte del código, sin prestar atención a los problemas derivados de los conductos en los que se alojan los cables eléctricos. Otros sistemas eléctricos que requieren ductos incluyen iluminación, datos, Wi-Fi, tomacorrientes, ventilación y ventiladores, video vigilancia, sensores de monóxido de carbono, sensores de metano, sensores de puertas, teléfonos, etc. Debido a que los permisos mecánicos/eléctricos/de plomería (MEP) y de ingeniería estructural (IE) con frecuencia se consideran por separado, se requiere coordinación eficaz entre estas especialidades con el propósito de evitar implicaciones negativas de congestión de conductos. En su conjunto, los requerimientos de conductos son excesivos para algunas losas. Estas condiciones pueden deteriorar gravemente la trayectoria de carga estructural y crear un riesgo estructural imprevisto.

Plantear el Problema

Las imágenes de las Figuras 1 a la 4 aclaran que la concentración de conductos podría tener consecuencias graves si ocurren en áreas de alta demanda de cortante y momento flexionante en la trayectoria de carga. Esto incluye el espectro completo de cargas vistas en todos los ambientes por gravedad, cargas vivas y peligros de la naturaleza. Algo que nos preocupa de manera particular es el potencial de que este conducto deteriore la resistencia al cortante de punzonamiento de una columna en un sistema de losa plana. Supongamos que un conducto ocupa 2 pulgadas (50 mm) de profundidad en una losa plana de 7 pulgadas (178 mm) de espesor. En ese caso, la losa sólo tiene 71% de la capacidad de cortante de punzonamiento calculada y el conducto presenta la posibilidad de que pudiera iniciarse agrietamiento horizontal y propagarse a otras secciones si no hay refuerzo vertical entre las parrilas de acero de refuerzo. La mayor parte de las estructuras de estacionamiento de claros grandes utilizan únicamente losas unidireccionales de 5 pulgadas (127 mm) de espesor.

El tercio medio comprende únicamente 1.66 pulgadas (42 mm) de espacio utilizable para conductos, lo que impide que los conductos apilados cumplan con los antiguos requerimientos y necesiten de hecho la colocación externa del conducto. Por lo tanto, el centro de la preocupación se encuentra en las losas planas bidireccionales.

El diseño estructural y el buen criterio señalan la necesidad de evitar concentración de esfuerzos, tal como el provocado por conductos grandes estrechamente espaciados. Si no es posible evitar dicha concentración de conductos, entonces el diseño de la losa deberá incluir barras de refuerzo adicionales diseñadas para garantizar que el cortante y el momento flexionante puedan transferirse de manera fiable a través de estas secciones de la losa.

Ninguna norma específica ni requerimientos ende códigos de construcción tratan este problema, excepto por el hecho de que mencionan que la buena práctica consiste en conservar la integridad de la trayectoria de carga para el cortante y la transferencia de momentos flexionantes. De manera que esto cae dentro de la competencia del diseñador estructural profesional. Afirmar que los códigos y normas a los que se hace referencia no requieren consideración a la congestión de conductos empotrados tiene poca probabilidad de ser una estrategia de defensa en caso de que ocurran consecuencias graves. La práctica actual permite que los conductos a colocar en una losa se indican sólo esquemáticamente en los planos de instalaciones eléctricas, – la preparación de los detalles del diseño o refuerzo por lo general es un tópico que se pospone. Es muy inusual que el ingeniero estructural responsable (SEOR [por sus iniciales en inglés]) revise los ramales de instalaciones de tubos conduit para descubrir si hay congestión.

Las soluciones para la congestión de conductos en una losa son menos costosas cuando se identifican en la fase de diseño en lugar de resolverlas durante la construcción. Durante la fase de diseño, todavía es posible la opción de colocar los conductos en el exterior de la losa. Por estas razones, el Consejo de Revisión Sísmica de la Universidad Estatal de California actuó tal como se menciona aquí.

Si bien los autores encontraron por vez primera estos problemas durante revisiones entre pares (peer-reviews), planteándose como un problema sísmico, esto existe para todo tipo de condiciones de carga, incluyendo punzonamiento de columnas. Las estaciones de carga para VEs y las instalaciones FV son universales y no tienen una concentración regional.

Figura 1. Un ejemplo de la congestión de conductos en una losa.

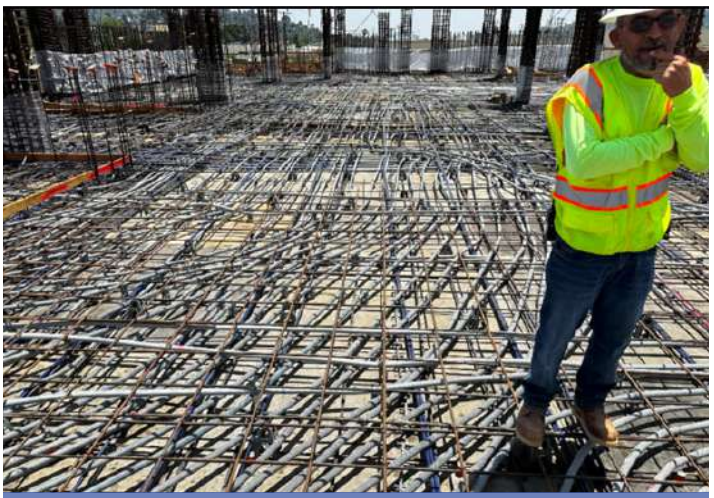


Figura 2. Un segundo ejemplo de la congestión de conductos en una losa. Los elementos color plata curvilíneos son conductos, los elementos azules son cables de postensado y los elementos color café son barras de refuerzo de acero de refuerzo. La fotografía fue tomada después de que se colocó la parrilla del lecho superior para moderar el impacto del conducto posterior a la observación de la instalación.

Recomendaciones Provisionales para Acciones Basadas en Práctica de Ingeniería Estructural

El documento de Requerimientos Sísmicos de la CSU[1] contará en breve con una sección de colocación de conductos. La CSU ha recibido instrucciones de su Consejo Directivo de cumplir con las normas de buenas prácticas que posiblemente no requieran los códigos o normas correspondientes. Lo siguiente se determina como los requerimientos, pero deberán tomarse como recomendaciones para consideración de los ingenieros estructurales que proponen utilizarlos en su práctica general:

- Cada conducto individual deberá trazarse con el diámetro exterior especificado y con su trayectoria completa de desplazamiento. No es aceptable trazar una sola línea y especificar conductos múltiples. En losas bidireccionales, presforzadas o no, no deberán colocarse conductos a menos de

3 pies (0.9 metros) de ningún frente de columna ni dentro del campo del capitel para refuerzo de cortante que sobresalga de una columna;

- En losas postensadas, el conducto no se colocará a menos de 24 pulgadas (610 mm) de la cara de soporte del anclaje;
- El conducto deberá ubicarse dentro del tercio medio de la losa, excepto para curvas en ángulo recto donde penetran los planos horizontales de la losa;
- Los conductos deberán estar hechos de plástico o acero. No se permiten conductos de aluminio. El conducto de cloruro de polivinilo (PVC) puede ser rugoso en lugar de liso. El diámetro exterior máximo del conducto deberá ser de 1.0 pulgada (25 mm) para losas iguales a o menores de 6 pulgadas (152 mm); 1.25 pulgadas (32 mm) para losas de entre 6 y 10 pulgadas (152 y 254 mm) y 1.5 pulgadas (38 mm) para losas de más de 10 pulgadas;
- Aparentemente el conducto actúa como un débil refuerzo adherido a bajos niveles de carga (servicio) y el agrietamiento que podríamos esperar con este número de huecos, por lo general no se presenta. Por esta razón, será necesario examinar el caso cuando se utilicen conductos de PVC con ranuras en lugar de lisos donde se permitan conductos en las losas;
- Todos los conductos deberán asentarse independientemente del refuerzo de la losa (refuerzo adherido o postensado);
- Deberá evitar o minimizar el cruce de conductos. Cuando no pueda evitarse, todos los conductos deberán estar dentro del tercio medio de la losa. Cuando no sea posible lograr esto, los cruces adyacentes no deberán estar espaciados a menos del espesor de una losa. Con frecuencia este problema se acentúa a medida que el conducto converge en la sala eléctrica. Esta es una buena razón para tener múltiples salas eléctricas en el piso;
- Deberá mostrarse el espaciamiento requerido del conducto en la losa y no deberá ser menor a tres veces el diámetro del conducto regido por el más grande de los conductos adyacentes;
- Deberá utilizar refuerzo adicional (superior e inferior) en ubicaciones congestionadas de conductos con el propósito de minimizar el agrietamiento y conservar la integridad de la losa como un componente vital en la trayectoria de la carga estructural del sistema que resiste la carga lateral. Cuando haya conductos verticales que penetren en los planos horizontales de la losa en la parte inferior o superior, deberá agregarse refuerzo en la parte superior y/o inferior de la losa, de manera tal que cada cuarto de dicho conducto vertical tenga refuerzo adicional perpendicular al plano de las extensiones del conducto, así como más barras para que el conjunto de conductos se encuentre encerrado en un rectángulo de barra de refuerzo;
- El Ingeniero Estructural Responsable incluirá la inspección de conductos durante las inspecciones especiales que realice el inspector responsable (IOR [por sus iniciales en inglés]) y que revise los conductos y elementos estructurales con el propósito de verificar que se cumplan estos requerimientos;
- El Ingeniero Estructural Responsable observará la construcción de las losas según sea necesario para verificar que las disposiciones físicas de los conductos sean compatibles con el objetivo del diseño y, si es necesario, solicitará la modificación de las ubicaciones de ductos o del diseño

Figura 3. Un acercamiento del refuerzo. Aquí es más visible la parrilla superior de refuerzo agregado. Observe por las sombras en el conducto que muchas de éstas parecen estar a 1 pulgada (25 mm) de la cortina de la barra de refuerzo.

Figura 4. Un acercamiento del refuerzo en el extremo de un muro de cortante que se colará donde se encuentran las barras verticales a la derecha de la imagen (fotografía tomada en 2024). Observe por las sombras del conducto que muchos de éstos parecen estar dentro de 1 pulgada o menos de la cortina superior de la barra de refuerzo en la losa.

estructural para alojar los ductos de manera que se conserve la integridad estructural de la losa;

- El ingeniero encargado de la revisón estructural entre pares (peer review), si es que se contrata a uno, examinará el plano de conductos eléctricos y los planos estructurales para confirmar que ningún diseño propuesto cuyos problemas estructurales no estén resueltos incluya exceso de conductos; y
- El Ingeniero Estructural Responsable girará instrucciones al inspector responsable para que revise el refuerzo de todas las losas de concreto antes de colocar el concreto con el propósito de garantizar que se cumpla con estas reglas.

Asignaciones de Responsabilidades Recomendadas

Hemos observado que muchos inspectores y supervisores afirman que no es de su ámbito de competencia inspeccionar ni hacer comentarios sobre conductos eléctricos. Cuando el Ingeniero Estructural Responsable solicita inspecciones, las respuestas comunes son:

- "No estoy certificado ni capacitado para inspeccionar elementos eléctricos";
- "El alcance de mi trabajo sólo incluye inspeccionar las barras de refuerzo y el postensado"; o
- "Sólo tomo muestras del concreto para probar el revenimiento y hacer cilindros para pruebas."

Incluso si hay una inspección del sistema eléctrico, estos inspectores no examinan ni comentan nada sobre la congestión como un problema estructural.

Nuestra experiencia es que los requerimientos de planos estructurales respecto a la colocación de conductos no se revisarán con suficiente detalle para observar si la congestión es o no un problema. Cuando ocurre, el arreglo factible es una estera adicional de barras de refuerzo en las áreas congestionadas, pero nadie dirigirá la eliminación ni reubicación del conducto sino hasta que el Ingeniero Estructural Responsable llegue al sitio y redacte un reporte de observación – por lo general, esto toma 1 o 2 días antes de la colocación.

Los revisores homólogos les han encomendado a los inspectores de CSU la tarea de inspeccionar y comentar sobre la congestión de conductos, interferencia y colocación. Pero en la comunidad de construcción general, los inspectores rara vez se centran en estos temas y no agregan observaciones de los conductos en sus reportes cotidianos.

La experiencia indica que los inspectores de la ciudad han clausurado colocaciones cuando reconocen problemas, pero por lo general, esto sucede el día anterior a la colocación del concreto y tiempo después de que todos los refuerzos y conductos ya se encuentran atados en su lugar. Cuando este es el caso, el inspector de la ciudad hace una solicitud de emergencia y exige que el Ingeniero Estructural Responsable vaya al sitio de la obra y redacte una carta ya sea aceptando o rechazando el conducto. Esto pone al Ingeniero Estructural Responsable en una posición muy incómoda. La comunidad de diseño y construcción necesita tener un mejor sistema que este para identificar problemas con conductos en una etapa temprana cuando puedan resolverse fácilmente.

Basándonos en nuestra experiencia colectiva, el Consejo de Revisión Sísmica de la Universidad Estatal de California ha hecho las siguientes recomendaciones para que diversos miembros de los grupos de diseño/construcción/supervisión tomen acciones en sus proyectos. Una vez más, éstas deberán tomarse únicamente como recomendaciones para consideración del equipo de diseño:

Funcionario autorizado de Construcción

Los funcionarios de construcción deberán identificar este problema durante las solicitudes de permisos como una deficiencia en la práctica no cubierta por los códigos actuales, pero que conduce potencialmente a problemas importantes de respuestas estructurales.

Inspector

Los inspectores que observan la pre-colocación de las losas para aprobación deberán notificarle al Ingeniero Estructural Responsable si hay condiciones de conductos que necesiten consideración. A menudo, la colocación de los conductos no está cubierta en los planos de permisos, pero se convierte en un tópico de construcción que se pospone, lo cual, si no se somete a la atención del Ingeniero Estructural Responsable, podría no resolverse y la consecuencia sería una losa deficiente.

El Ingeniero Estructural Responsable deberá informarle al inspector respecto a lo que implica la congestión de conductos y cómo puede identificarse.

Equipo de diseño y construcción

- El Ingeniero Estructural Responsable informará al equipo de diseño respecto a los problemas de congestión de conductos e inspeccionará la instalación inicial para confirmar que el contratista y los diseñadores se apeguen a las buenas prácticas cuando ocurra la congestión.
- El revisor homólogo identificará cuando estos problemas sean evidentes y dirigirá la solución de ingeniería. El revisor homólogo se preocupará especialmente si estos problemas se desarrollan durante la construcción cuando la colocación de los conductos es a menudo una entrega que se aplaza y que no revisa el Ingeniero Estructural Responsable.
- El equipo de diseño/construcción deberá hacer una comparación de costos de empotrar los conductos dentro de la losa, junto con el refuerzo no presforzado adicional que se requiere, versus el conducto montado en superficie debajo de la losa o en ranuras o ductos previamente designados. A menos que el conducto montado en superficie presente una característica arquitectónica inaceptable para la estructura, la mayor parte de los conductos FV y VE deberán montarse en superficie.
- Durante la fase de diseño, deberán considerarse múltiples salas eléctricas en cada piso en el que se vayan a colocar FV y VE en la losa. Deberá evitarse una sola sala en la que todos los conductos converjan.
- Exhortamos a todos los revisores homólogos de ingeniería estructural a que tomen en consideración estas recomendaciones e identifiquen proyectos en los que los diseñadores hayan creado estos problemas y busquen resolverlos como un tema de vital importancia para la buena práctica, con el propósito de lograr el objetivo del código de construcción que es proporcionar estructuras que cumplan con las partes obligatorias de seguridad de las disposiciones del código de construcción.
- Exhortamos a todos los equipos de diseño a que entiendan que si bien estos problemas se han observado en estructuras de estacionamientos, las mismas fuerzas FV y VE para desarrollo aplican en edificios de oficinas y residenciales.

Otros con interés particular

- Recomendamos que la comunidad técnica considere la elaboración de normas de diseño para congestión de conductos. Estamos particularmente interesados en abordar acciones de mejoramiento antes de que esto se convierta en algo obligatoriomandatorio.
- Recomendamos que los investigadores interesados exploren el impacto en el desempeño estructural provocado por la congestión de conductos en losas para que brinden una base de conocimiento sobre cómo resolverlos de la mejor manera posible.
- Recomendamos que las comunidades de normas de concreto y postensado tomen los pasos necesarios para preparar requisitoserimientos que puedan integrarse en los códigos modelo para resolver las dificultades profesionales y de la práctica de la construcción identificadas en este artículo, tan pronto como sea factible.

CSU exige estas condiciones como propietario de las estructuras y el Consejo de Revisión Sísmica confirma que los pasos de mitigación, si es que se toman, conservan la integridad estructural de la gravedad y del sistema que resiste la carga lateral. El consejo directivo le solicita al Consejo de Revisión Sísmica que revise todos los aspectos del diseño sísmico de un edificio antes de que el funcionario del edificio apruebe un permiso para proceder y su deber no estará concluido sino hasta que se emita el permiso de ocupación.

Reconocimientos

Las siguientes personas son miembros del Consejo de Revisión Sísmica de la Universidad Estatal de California:

Charles C. Thiel Jr., Presidente ;Presidente; Thomas Sabol, Vicepresidente; K. Dirk Bondy, Richard Niewiarowski, Maryann Phipps, Debra Murphy y Barry Schindler. Jack Andersen, Jefe de Planeación y Diseño de la Universidad Estatal de California solicitó estas recomendaciones. Todos participaron en la preparación de los requerimientos originales de la Universidad Estatal de California y aprobaron la edición limitada y modificaciones a las recomendaciones de este artículo.

Referencia

1. "CSU Seismic Requirements," California State University, Long Beach, CA, Feb. 15, 2024, 56 pp., https://www.calstate.edu/csu-system/doing-business-with-the-csu/capital-planning-design-construction/Documents/CSU_Seismic_Requirements.pdf.

Charles C. Thiel Jr. fue Catedrático Consultor de ingeniería estructural durante muchos años en la Universidad Stanford, Stanford, CA, Estados Unidos de Norteamérica; Director de Telesis Inc.; y ha sido Presidente del Consejo de Revisión Sísmica de la Universidad Estatal de California durante 32 años. Presidió el comité que preparó y conserva las disposiciones sísmicas del Código de Construcción Existente de California (CEBC [por sus iniciales en inglés]) sobre edificios existentes en el estado. Recibió su Doctorado por la Purdue University, Lafayette, IN, Estados Unidos de Norteamérica.

K. Dirk Bondy es Ingeniero Estructural en funciones en Newport Beach, CA, Estados Unidos de Norteamérica y cuenta con licencia en varios estados. También es Presidente de Seneca Structural Engineering, Inc., una empresa especializada en el diseño de estructuras de concreto postensadas. Imparte cátedra de diseño de concreto presforzado tanto en la Universidad de California, Los Ángeles, Los Ángeles, CA; como en la Universidad Estatal Politécnica de California, San Luis Obispo, CA.

Título original en inglés:

Resolving Impaired Performance Caused by Conduit Congestion in Concrete Slabs

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

Traductora:
Lic. Ana Patricia García Medina

Revisor Técnico:
Dr. Esteban Astudillo de la Vega

05

Respuesta esfuerzo-deformación del concreto de cemento BCSA

Se espera que la investigación sobre el cemento BCSA ayude a codificar su uso como un cemento alternativo

Por Victoria K. Sicaras, en nombre de la fundación ACI.

A medida que la industria global de la construcción intensifica su enfoque en la infraestructura sostenible y la construcción rápida, los ingenieros estructurales están recurriendo a cementos alternativos por sus características ambientales y propiedades especializadas. Aunque el uso de concretos con cementos alternativos está permitido en el diseño bajo el ACI 318-19(22), "Requisitos del Código de Construcción para Concreto Estructural y Comentarios", primero debe demostrarse que cumplen con los parámetros de diseño existentes utilizados para estimar su desempeño. Sin embargo, a menudo no hay suficientes datos disponibles para demostrar que los materiales cumplen con los parámetros del ACI 318-19(22), o si dichos parámetros, desarrollados para concreto de cemento Portland, son aplicables a cementos alternativos.

Esto ha planteado un problema para la especificación de materiales como el cemento belítico de sulfoaluminato de calcio (BCSA, por sus siglas en inglés), un prometedor cemento hidráulico alternativo para reparaciones estructurales y la construcción de concreto prefabricado. Conocido por su alta resistencia inicial y propiedades de fraguado rápido, el cemento BCSA presenta una alta resistencia a los sulfatos, durabilidad adecuada y una menor huella de carbono en comparación con el cemento Portland. Sin embargo, ha habido investigaciones limitadas para caracterizar el desempeño del concreto hecho con este tipo específico de cemento en el diseño por resistencia última.

"He estado investigando sobre concreto de cemento BCSA de fraguado rápido durante aproximadamente 8 años", dijo Cameron Murray, profesor asociado en el Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Arkansas y miembro del Comité 242 del ACI, Cementos Alternativos. "Este cemento ha existido desde al menos la década de 1980 y tiene un gran potencial para la construcción rápida y las reparaciones estructurales, pero anteriormente no había muchos estudios publicados sobre su desempeño estructural. Nunca se habían medido con precisión sus propiedades estructurales".

La investigación más reciente de Murray está ayudando a superar ese obstáculo. En 2023, su equipo en la Universidad de Arkansas, en Fayetteville, AR, EE. UU., completó el estudio "Análisis de esfuerzo-deformación del cemento BCSA para aplicaciones estructurales", un proyecto de investigación de 2 años financiado por la Fundación ACI. El propósito principal del proyecto fue medir el comportamiento de esfuerzo y deformación última, y realizar experimentos controlados para verificar que los procedimientos de capacidad a flexión del ACI 318-19(22) puedan aplicarse al concreto hecho con cemento BCSA. Los resultados indican que el concreto de cemento BCSA se comporta de manera similar al concreto de cemento Portland en compresión y tiene un módulo de elasticidad y características de deformación por compresión similares.

Detalles del Proyecto

Nombre: Análisis de Esfuerzo-Deformación del Cemento de Belita-Calcio Sulfoaluminato para Aplicaciones Estructurales

Investigador Principal: Cameron Murray, Profesor Asociado, Universidad de Arkansas, Departamento de Ingeniería Civil

Asistentes de Investigación Graduados: Gabriel Johnson (Estudiante de Maestría) y Elizabeth Poblete (Estudiante de Doctorado)

Endoso del Comité Técnico de ACI: Comité 242, Cementos Alternativos

Patrocinador: Fundación ACI

Socio Industrial: CTS Cement Manufacturing Corp.

Panel Asesor: Eric Bescher, Lisa Burris, Mary Christiansen, Chris Ramseyer, Robert Thomas y Ken Vallens

Sobre la Investigación: El proyecto compara la relación esfuerzo-deformación del concreto de cemento BCSA bajo carga de compresión uniaxial y compresión flexional con la del concreto de cemento Portland. Además, proporciona orientación sobre la aplicabilidad de los valores actuales del Código ACI para el diseño de miembros a flexión de concreto de cemento BCSA. El proyecto tuvo tres objetivos:

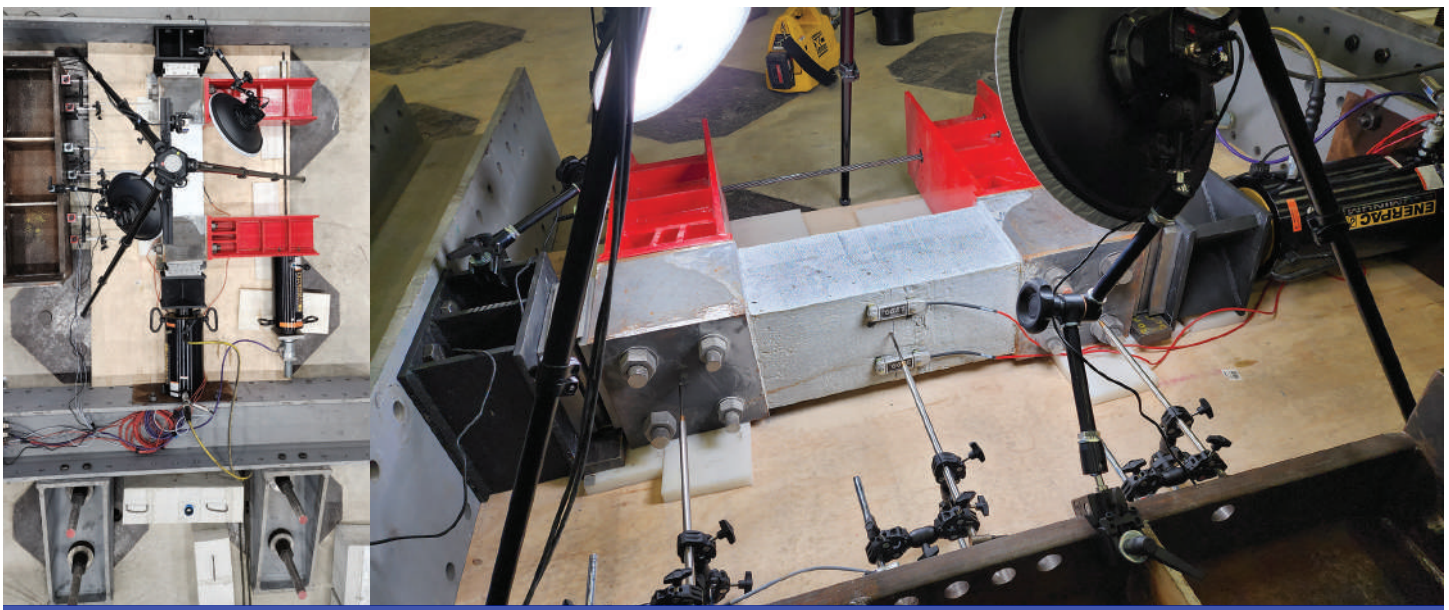
1. Desarrollar un valor adecuado de la deformación de compresión última para el concreto de cemento BCSA.
2. Investigar la distribución de esfuerzos en el concreto BCSA en la capacidad nominal de momento.
3. Medir la respuesta de esfuerzo-deformación axial de compresión para el concreto BCSA a diferentes edades.

Los resultados de la investigación indican que el concreto de cemento BCSA se comporta de manera similar al concreto de cemento Portland en compresión y presenta un módulo de elasticidad (MOE) y características de deformación de compresión similares. En combinación con trabajos anteriores publicados en las revistas de ACI, los investigadores concluyeron que el diseño a flexión con concreto de cemento BCSA puede llevarse a cabo de la misma manera que con cemento Portland.

"Descubrimos que los parámetros del bloque de esfuerzo y las suposiciones de diseño a flexión en el Código ACI pueden aplicarse de manera conservadora al cemento BCSA. En combinación con trabajos anteriores publicados en revistas del ACI, hemos concluido que el diseño a flexión con concreto de cemento BCSA puede realizarse de la misma manera que con cemento Portland," dijo Murray.

El informe final del proyecto se puede encontrar en **www.acifoundation.org/Portals/12/xBlog/uploads/2023/10/26/0045FinalReport.pdf.**

El conocimiento técnico adquirido se utilizará para publicar un próximo reporte de los Comités 318 y 242 del ACI sobre cementos BCSA, así como para actualizaciones de dos informes técnicos de comité: ITG-10.1R, "Informe sobre Cementos Alternativos", e ITG-10R, "Guía del Profesional para Cementos Alternativos". Además, la información podría utilizarse para ayudar a codificar el uso del cemento BCSA en aplicaciones estructurales. La directora ejecutiva de la Fundación ACI, Ann Masek, dijo que la Fundación se complacía en apoyar el trabajo de Murray y ayudar a avanzar en el conocimiento de la industria del concreto sobre el cemento BCSA. "Un diseñador estructural necesita estar seguro de que el comportamiento del material utilizado puede predecirse con precisión mediante los códigos de diseño", dijo Masek. "Los resultados de este proyecto ayudarán a promover esa confianza en el cemento BCSA y también presentarán nueva información que podrá utilizarse para diseñar estructuras con este cemento de manera más eficiente".



Sistema de prueba utilizado para realizar las pruebas de flexocompresión para el análisis de esfuerzo-deformación de los especímenes de cemento BCSA. Los especímenes se probaron horizontalmente; todas las piezas de acero gris estaban fijadas al piso resistente para proporcionar una reacción a las cargas aplicadas. Para tener una idea de la escala, el espacio entre las placas de acero octagonales en el piso es de 4 pies (1.2 m).

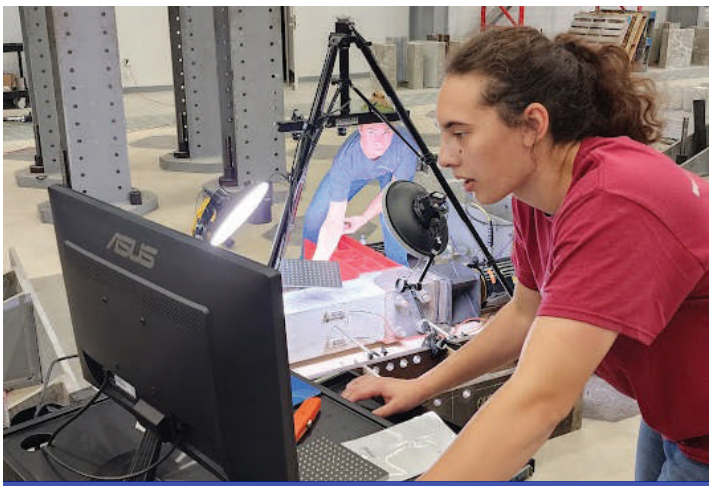
Además, continuó Masek, el trabajo puede servir como un ejemplo para futuros proyectos que investiguen el desempeño a flexión de otros cementos alternativos.

Construyendo Sobre la Investigación Anterior

"Una consideración importante en términos de desempeño estructural del concreto es la respuesta de esfuerzo-deformación por flexión. Esta es una parte fundamental de cómo hacemos el diseño de resistencia de los miembros a flexión en el Código ACI", dijo Murray.

Tener datos de esfuerzo y deformación de compresión última es necesario para garantizar diseños seguros y adecuados. Por ejemplo, un valor aumentado de deformación de compresión tiene muchas implicaciones de diseño para vigas, columnas y losas. Se puede utilizar más acero de forma segura en una sección, o se pueden utilizar secciones más delgadas si la deformación de compresión se incrementa.

Murray había probado y comparado anteriormente vigas de concreto reforzado fabricadas con cemento BCSA contra vigas de concreto de cemento Portland para determinar la aplicabilidad de las disposiciones de resistencia a flexión del ACI 318-19(22). Las vigas se comportaron de manera similar, con una excepción importante: la ductilidad de las vigas hechas de concreto con cemento BCSA fue mayor, incluso a menores resistencias a la compresión. "Esta investigación inicial sugirió que la deformación de compresión última del concreto BCSA es diferente a la del cemento Portland, y el valor asumido tradicionalmente (0.003) para el concreto de resistencia normal debería revisarse para el BCSA", dijo Murray. "Necesitábamos explorarlo más a fondo".



Los estudiantes Gabe Johnson y Elizabeth (Bette) Poblete realizaron la mayoría de las pruebas que se incluyeron en el informe y ayudaron con el artículo. En la imagen, Poblete está calibrando el sistema de correlación de imágenes digitales.

El siguiente paso fue investigar la capacidad de deformación de compresión última del concreto de cemento BCSA y determinar un valor razonable para su uso en el diseño estructural. Para obtener financiamiento para esta investigación, Murray presentó una propuesta de proyecto al Consejo de Investigación del Concreto (CRC) de la Fundación ACI. El programa de solicitud de propuestas (RFP) del CRC otorga financiamiento a varios proyectos de investigación sobre concreto cada año. Este proyecto recibió financiamiento basado en su relevancia y el potencial impacto de la investigación, la calidad general de la propuesta, la capacidad del investigador, el apoyo suplementario para el proyecto (por ejemplo, la colaboración con otros financiadores y organizaciones) y la participación de comités técnicos del ACI. La propuesta de análisis de esfuerzo-deformación de BCSA de Murray fue respaldada por el Comité 242 del ACI y apoyada por CTS Cement Manufacturing Corp. excel

El proyecto recibió financiamiento en 2021. Como investigador principal, Murray dirigió un equipo de investigación que incluía al estudiante de posgrado Gabriel Johnson y a la estudiante de doctorado Elizabeth Poblete. Las pruebas se llevaron a cabo en el Centro de Investigación y Educación en Ingeniería Civil Grady E. Harvell de la Universidad de Arkansas.

Experimentos de Análisis Esfuerzo-Deformación

Para medir el comportamiento de esfuerzo y deformación última del cemento BCSA, los investigadores realizaron pruebas uniaxiales en un total de 64 cilindros de concreto a diferentes relaciones agua/cemento y edades. También midieron las deformaciones para determinar el módulo de elasticidad. De los 64 cilindros, seis fueron cilindros de control de concreto de cemento Portland y 58 fueron especímenes de concreto de cemento BCSA. A partir de estas pruebas, se desarrollaron relaciones uniaxiales de esfuerzo-deformación, y se compararon los valores de módulo de elasticidad y deformación máxima ocurridos en el esfuerzo máximo con datos históricos.

Para evaluar las propiedades de la zona de compresión del concreto de cemento BCSA para el diseño de concreto reforzado, el equipo fabricó 14 especímenes de compresión por flexión no reforzados a diferentes relaciones agua/cemento y los probó en compresión axial combinada y flexión a diferentes edades. Las variables en este estudio incluyeron relación agua/cemento, edad en la prueba

y resistencia a la compresión. Nuevamente, los resultados se compararon con resultados históricos y estimaciones del código de diseño.

"Un gran desafío fue desarrollar la metodología de prueba", dijo Murray. "Tuvimos que construir rodillos especiales para cada extremo de las muestras y construir un marco de prueba rígido en el piso del laboratorio de ingeniería estructural. Este marco tenía que resistir cargas al fallo que se aproximaban a 300,000 lb [1,334 kN]".

El equipo pasó meses refinando la configuración de la prueba, desarrollando encofrados y conexiones para las muestras, y probando muestras preliminares para perfeccionar sus técnicas de medición. Usaron correlación de imágenes digitales (DIC, por sus siglas en inglés) para medir las deformaciones en las muestras, lo cual, según Murray, fue su primera experiencia aplicando DIC en su investigación.

"Otro desafío fue realizar realmente las pruebas", agregó Murray. "Nuestras muestras a menudo fallaban con cargas que superaban las 290,000 lb [1,290 kN] de fuerza total. Dado que eran pruebas de flexocompresión en concreto no reforzado, las muestras fallaban súbitamente, sin previo aviso y de manera explosiva. ¡Fueron días tensos en el laboratorio!".

Los resultados de las pruebas de cilindros de compresión uniaxial indican que el concreto de cemento BCSA se comporta de manera similar al concreto de cemento Portland en compresión y tiene características de módulo de elasticidad y deformación por compresión similares. Los resultados de los especímenes de flexocompresión sugieren que las ecuaciones del código de diseño de concreto para estimar parámetros de diseño para miembros sujetos a flexocompresión son adecuadas o conservadoras para miembros flexocompresión de concreto de cemento BCSA con resistencias a compresión entre 7,800 y 12,400 psi (54 y 86 MPa).

"Este estudio y otros trabajos realizados en mi laboratorio han demostrado que, a pesar de tener diferencias químicas importantes con el cemento Portland, el cemento BCSA se comporta sorprendentemente de manera similar al cemento Portland en el concreto estructural", dijo Murray.

Apoyo Crítico de la Industria y la Fundación ACI

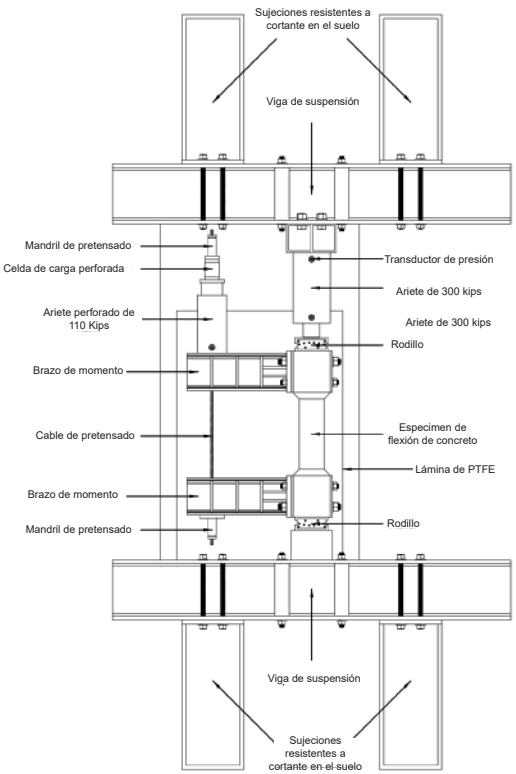
Debido a su trabajo anterior, Murray había desarrollado una relación con CTS Cement, una empresa de cemento con sede en California, EE. UU., que produce cemento BCSA. La empresa proporcionó apoyo técnico y en especie para el proyecto de análisis de esfuerzo-deformación. "CTS tiene una larga historia de apoyo a la investigación que se remonta a su fundador, el difunto Ed Rice", dijo Murray. "Un ingeniero estructural y miembro del ACI, él creía firmemente en la aplicación de estos cementos en el concreto estructural, por lo que creo que es apropiado que CTS haya apoyado este proyecto".

Murray también está agradecido de haber contado con la Fundación ACI como un soporte financiero clave. La misión de la Fundación es hacer inversiones estratégicas en ideas, investigación y personas para crear el futuro de la industria del concreto.

"He estado involucrado con ACI durante más de 10 años, desde mis tiempos como estudiante. Es muy gratificante para mí trabajar directamente con ACI a través de la Fundación en esta investigación", dijo.

Como antiguo beneficiario de una beca de la Fundación ACI, Murray alienta a sus estudiantes a postularse para las becas de la Fundación ACI, así como a asistir a las Convenciones de Concreto del ACI y participar en comités profesionales. De los dos estudiantes de investigación que trabajaron en el proyecto de análisis de esfuerzo-deformación, Gabriel (Gabe) Johnson fue galardonado con una Beca de la Fundación ACI 2022-2023 (consulte el recuadro). Johnson, ahora estudiante de doctorado, realizó toda la preparación de muestras, pruebas y análisis. Coescribió el informe final y el artículo resultante.

"Este fue un proyecto desafiante, y Gabe ha hecho un trabajo fantástico llevándolo hasta el final", dijo Murray. "Presentó nuestro trabajo en las Convenciones del ACI y representó al proyecto y a nuestra Universidad de manera excelente".



Vista en planta de la configuración de prueba flexional

Gabriel Johnson, Universidad de Arkansas. Beneficiario de la beca de la Fundación ACI 2022-23

Un componente crítico de la misión de la Fundación ACI es invertir en el futuro de la industria del concreto mediante la concesión de becas y apoyos a estudiantes elegibles cuyos estudios están relacionados con el concreto. "Es especialmente gratificante ver a beneficiarios de becas como Gabriel Johnson involucrados en la investigación actual que impacta la industria", dijo Ann Masek, directora ejecutiva de la Fundación ACI. Johnson, quien fue beneficiario de la beca 2022-2023, solicitó la beca de la Fundación ACI mientras trabajaba como Asistente de Investigación de Posgrado en el proyecto de Análisis de Esfuerzo y Deformación del Concreto BCSA para Aplicaciones Estructurales. "De vez en cuando vemos instancias donde nuestras diferentes iniciativas se complementan, con los estudiantes que apoyamos contribuyendo de manera significativa a los proyectos que financiamos", dijo Masek.

Después de recibir su licenciatura en Ingeniería Civil de la Universidad LeTourneau, Longview, TX, EE. UU., Johnson fue aceptado en el programa de maestría en la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Arkansas. Llegó al campus en 2021 con una profunda preocupación por las emisiones de dióxido de carbono y el uso de recursos en la construcción. Esto se ha traducido en una pasión por reducir las emisiones de carbono con cementos alternativos, como el cemento BCSA. "Gabe nos ayudó a establecer nuestro nuevo laboratorio de ingeniería estructural y desde entonces ha sido una parte integral de mi grupo de investigación", dijo el Profesor Asociado Cameron Murray, Investigador Principal del proyecto de análisis de estrés y deformación del cemento BCSA. Como asesor de Johnson, Murray sugirió que solicitara la beca de la Fundación ACI.

"El Dr. Murray me animó a aplicar debido a la naturaleza de nuestra investigación", dijo Johnson. "Los materiales de cemento alternativos y la reducción de las emisiones de gases de efecto invernadero durante la producción de cemento son siempre de interés para la industria, y nos alentó que la fundación estuviera disponible para ayudarnos". Los miembros del personal de la Fundación ACI, Chandice Moore y Tricia Ladely, brindaron asistencia durante el proceso de solicitud y aceptación, lo cual, según Johnson, le fue de gran ayuda.

La beca cubrió el costo de las clases y tarifas de la escuela de posgrado de Johnson, lo que le permitió concentrar su tiempo y esfuerzos en el trabajo de clase y en el laboratorio sin necesidad de ingresos suplementarios. A través del proyecto de investigación BCSA, pudo asistir a la Convención de Concreto de ACI en Nueva Orleans, LA, EE. UU., para presentar los resultados del proyecto, así como proporcionar actualizaciones al Comité 242 de ACI en las Convenciones de ACI en Orlando, FL, EE. UU.; Dallas, TX; San Francisco, CA, EE. UU.; y Boston, MA, EE. UU. Asistir a estas convenciones le permitió al estudiante de posgrado expandir sus relaciones profesionales y recibir valiosos comentarios del panel asesor de BCSA.

"Me sentí extremadamente honrado de recibir la beca de la Fundación ACI", agregó Johnson; ahora es estudiante de doctorado en la universidad. "El premio me permitió continuar investigando las propiedades estructurales del concreto con cemento alternativo". Johnson espera permanecer en la investigación para ayudar a desarrollar métodos y materiales que reduzcan las emisiones de dióxido de carbono en la producción de cemento. También está interesado en desarrollar estrategias para reducir el carbono, los costos y el uso de recursos en proyectos de rehabilitación y reparación de infraestructuras de concreto.

Próximos Pasos

El estudio de análisis de esfuerzo-deformación ayudó a sumar a un creciente cuerpo de trabajo que demuestra que el cemento BCSA es un cemento alternativo viable para construir estructuras de concreto. En aplicaciones donde la rapidez es esencial, como en el concreto prefabricado o presforzado y en la construcción o reparación acelerada, Murray dijo que el cemento está "listo para el momento decisivo".

Ya existe información documentada sobre el control del tiempo de fraguado del concreto hecho con cemento BCSA, así como sobre la dosificación de mezclas, propiedades, ventajas y rendimiento.

En el laboratorio de Murray, los investigadores han estudiado su resistencia al corte, resistencia a la flexión, módulo de elasticidad, resistencia a la tracción y, ahora, la respuesta de esfuerzo-deformación. Sin embargo, todavía hay preguntas de investigación abiertas por responder, principalmente sobre la durabilidad.

Los estudiantes de posgrado de Murray están estudiando actualmente el uso del cemento en temperaturas extremas y probando cómo el tiempo de curado y el espesor de recubrimiento pueden afectar la resistencia a la corrosión.

Murray desea ver más estudios sobre el cemento BCSA en aplicaciones del mundo real. “Las cosas más importantes que me gustaría ver son algunas demostraciones y ensayos a escala real”, explicó. “Esta es solo mi opinión, pero mucho de lo que sabemos sobre el cemento Portland surgió al utilizarlo en aplicaciones del mundo real durante los últimos dos siglos y ver cómo se comportaba. Creo que necesitamos asumir algunos riesgos medidos con los cementos alternativos para aprender más. Si alguien quiere intentar construir una estructura con este cemento, quiero ayudar”.

Para ayudar a avanzar en proyectos de investigación similares, la Fundación ACI continúa financiando a las personas, investigaciones e innovaciones que proporcionan soluciones necesarias. Las organizaciones pueden apoyar los esfuerzos de la Fundación y respaldar la investigación relacionada con el concreto y los avances tecnológicos contribuyendo con su experiencia, conocimiento y donaciones. Para más información visita **www.acifoundation.org/giving.**

Victoria (Vikki) K. Sicaras es Gerente de Cuentas en Advancing Organizational Excellence (AOE), una subsidiaria de ACI que proporciona servicios de consultoría en marketing y gestión de asociaciones. Tiene más de 20 años de experiencia escribiendo y editando para importantes editores de la industria de la construcción, con un enfoque en la construcción con concreto.

Título original en inglés:
Stress-Strain Response of BCSA Cement Concrete. Research on BCSA cement is expected to help codify its use as an alternative cement

La traducción de este artículo correspondió al Capítulo México Noroeste

Traductora:
Jesús Omar Montaño Montaño
Estudiante Ing. Civil
Universidad de Sonora

Revisor Técnico:
Ing. Oscar Ramírez Arvizu

06

Reforzamiento a flexión instalado cerca de la superficie de estructuras existentes de concreto

Por Joseph L. Yamin y Daniel T. Millman

El reforzamiento de estructuras de concreto puede realizarse de varias formas. En muchos casos, las condiciones de obra limitan el tipo de reforzamiento que se puede realizar. Dentro de las soluciones planteadas por el Ingeniero hay métodos que apuntan a aumentar el área de refuerzo de tracción mientras limitan los medios potencialmente destructivos de unir el refuerzo al elemento de concreto que se desea reforzar. Dos de estos métodos son el refuerzo adherido externamente (EBR) y el refuerzo instalado cerca de la superficie (NSM). El objetivo de estos métodos es instalar refuerzo de tracción adicional en o cerca de la superficie de un elemento de concreto, evitando al mismo tiempo la necesidad de demoler una gran parte de la sección de concreto. En muchos casos, estas instalaciones se pueden realizar mientras la estructura permanece en servicio. Mientras que el EBR, que pueden ser láminas, tiras o placas de polímero reforzado con fibra de carbono, se colocará en la superficie del elemento de concreto, el refuerzo NSM se adherirá al concreto en canales cortados en la zona de recubrimiento de un elemento de concreto. Este artículo se centra en la técnica NSM.

Reseña histórica

El refuerzo de estructuras de concreto con técnicas NSM no es nuevo. De hecho, esta tecnología se conoce desde hace al menos 70 años. En 1947, durante la construcción de un nuevo puente en la región sueca de Laponia, se empleó el refuerzo NSM para reforzar el tablero de un puente que había quedado comprometido durante la construcción. Durante la construcción del tablero de concreto, el contratista retiró los soportes que sostenían la armadura de momento negativo en la parte superior de la losa durante el proceso de acabado de la superficie. Más tarde se determinó que la armadura sin soporte se había hundido más de 2-1/2 pulgadas (64 mm) con respecto a la posición teórica de diseño y, como resultado, la capacidad de momento negativo del tablero del puente era insuficiente (Fig. 1).[1]

En ese momento, se pensó en demoler el tablero en cuestión y volver a construirlo con la armadura colocada en el lugar correcto. Sin embargo, dadas las restricciones de suministro de la posguerra, tanto el acero de refuerzo como el concreto tenían una disponibilidad limitada, por lo que se determinó que era necesaria una solución más económica. Los ingenieros consideraron la posibilidad de colocar refuerzo adicional cortando ranuras en el tablero y colocando refuerzos anclados con mortero. Como se trataba de un enfoque nuevo y poco convencional, se decidió realizar un programa de pruebas para verificar la equivalencia del refuerzo NSM frente al refuerzo colocado in situ. Sven Asplund, un catedrático del Instituto Real de Tecnología de Suecia (y más tarde profesor de la Universidad de Chalmers), fue el encargado de probar esta hipótesis.

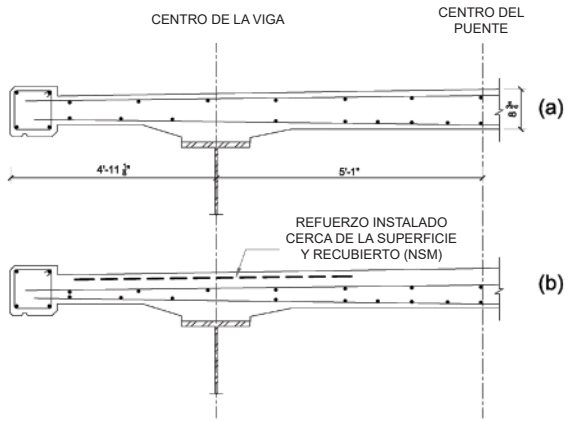


Figura 1. Detalles del Puente de Laponia: (a) según el diseño; y (b) como fue construido con las barras superiores hundidas y las barras NSM (discontinuas) (basada en la Fig. 1 de la Referencia 1)

Se construyeron y ensayaron probetas que consistían en vigas simplemente apoyadas con refuerzo de flexión NSM incrustado para verificar su desempeño. Para construir las muestras, se utilizaron sierras de diamante para cortar las ranuras en la sección de concreto endurecido. Al propietario le preocupaba que la superficie de las ranuras fuera demasiado lisa para garantizar una adherencia adecuada, por lo que los lados de las ranuras se hicieron más rugosos cortando surcos de 1/8 pulg. (3 mm) con un espaciado de 3/4 pulg. (19 mm).[1]

Con base en el plan de ensayos, se determinó que "... las barras de acero de refuerzo incrustadas pueden considerarse equivalentes al refuerzo in situ".[1] Como tal, el método NSM logró el reforzamiento deseado y fue considerado apropiado para su uso como rehabilitación del puente. En marzo de 1948 el puente se completó y se probó satisfactoriamente para el propietario. Para lograrlo, se cortaron con sierra más de 4000 pies (1,219 m) de ranuras en la parte superior del tablero para instalar el refuerzo NSM requerido.[1]

Mecánica básica

El diseño del refuerzo NSM para flexión se basa en los métodos de diseño por resistencia descritos en el ACI PRC-440.2-23.[2] Esta técnica no requiere ningún conocimiento especializado más allá de lo que los ingenieros estructurales ya conocen. Por tanto, se aplican las mismas suposiciones generales, es decir: 1) se desprecia la resistencia a la tracción del concreto; 2) la deformación límite del concreto a compresión es de 0.003 pulg./pulg.; 3) se cumple la compatibilidad de deformaciones (en otras palabras, las secciones planas permanecen planas); 4) se satisface el equilibrio; 5) no hay deslizamiento relativo entre el refuerzo y el concreto; y 6) se desprecia la deformación por corte del adhesivo (se supone que la capa de adhesivo es delgada).

Con base en el equilibrio (Fig. 2), la resistencia a la flexión de la sección se puede determinar a partir de la suma de las capacidades resultantes tanto del refuerzo original embebido en el concreto como del refuerzo NSM instalado posteriormente (Sección 10.3.1.6 en ACI PRC-440.3-23):

$$M_n = M_s + M_{NSM}$$

$$\therefore M_n = A_s f_y \left(d_s - \frac{\beta c}{2} \right) + \psi A_{NSM} f_{y_{NSM}} \left(d_{NSM} - \frac{\beta c}{2} \right)$$

Nótese que, la contribución del NSM se reduce por un factor adicional ψ. Este factor se basa en resultados calibrados experimentalmente que se han utilizado para mejorar la confiabilidad de las estructuras reforzadas con polímeros reforzados con fibra (FRP). El valor se toma como ψ = 0.85 según la Referencia 2, y recomendamos que sea usado para cualquier material de barra de refuerzo como una aproximación conservadora. Además de ψ, tanto ACI PRC-440.2-23 como AASHTO NSMT-1[3] requieren el uso de un factor de reducción ambiental para reducir el límite elástico del refuerzo NSM. Este factor se indica como C_E en ACI PRC-440.2-23 y como α_E en AASHTO NSMT-1. El propósito de este factor es tener en cuenta la potencial degradación del refuerzo de FRP y/o del material de unión (por ejemplo, adhesivo químico) por la exposición a largo plazo a diversos factores ambientales. Estos factores pueden incluir la exposición a la luz ultravioleta, a ciclos de temperatura, a vapor de agua o a agua líquida.

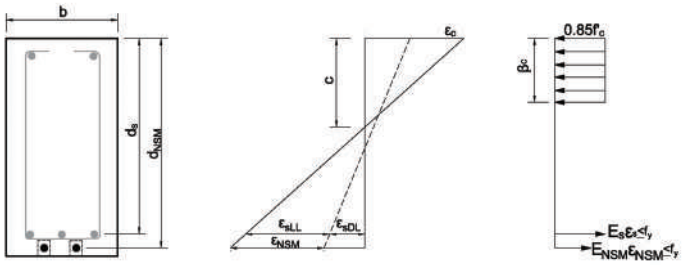


Figura 2. Distribución de esfuerzo y deformación en la sección transversal

Consideraciones de diseño

Para aplicar con éxito el refuerzo NSM, hay muchos detalles que deben tenerse en cuenta. En primer lugar, el ingeniero debe determinar que material de refuerzo es apropiado para la condición que se está abordando. Por ejemplo, además de las barras de acero al carbono sin revestimiento, el refuerzo NSM puede adoptar la forma de barras de fibra de vidrio, barras con recubrimiento epoxi, barras galvanizadas, barras de acero inoxidable o barras de aleación de titanio. Estas formas alternativas de refuerzo serían más adecuadas para aplicaciones exteriores en las que predomina la exposición de los elementos y existe la posibilidad de corrosión. Debido a que las ranuras están limitadas a la profundidad del recubrimiento de concreto original, las barras NSM tienen una protección limitada del recubrimiento de concreto. Por lo tanto, las estructuras expuestas al medio ambiente son susceptibles a la corrosión si se utiliza refuerzo de acero al carbono. No obstante, pueden utilizarse barras de acero inoxidable o de aleación de titanio para lograr una alta ductilidad y durabilidad; sin embargo, para igualar la resistencia de las vigas reacondicionadas con barras de titanio, se necesitaría el doble de barras de acero inoxidable.[4]

Si bien el tipo de material de la barra de refuerzo es primordial, igual de importante es la selección del material de unión. Generalmente, existen dos tipos de mortero de unión: lechada cementante y adhesivo químico. En general, un sistema de adhesivo químico será la elección del ingeniero, dada la resistencia de unión y la facilidad de construcción en aplicaciones horizontales y

elevadas. Dependiendo del tipo de adhesivo y del fabricante, la resistencia de adherencia disponible, τ, puede variar en gran medida; sin embargo, se recomienda utilizar un valor no superior a τ = 1,000 psi (7 MPa) para determinar las longitudes de desarrollo del NSM.[2,3] Es fundamental seleccionar un adhesivo con una resistencia de adherencia que supere el valor asumido en los cálculos de la longitud de desarrollo, con un margen de seguridad adecuado. La determinación de la longitud de desarrollo requerida del refuerzo NSM es similar a la del refuerzo colocado durante la fundida, que se basa en el equilibrio de la fuerza de la barra, el esfuerzo de adherencia admisible del adhesivo y el área superficial de la interfaz de adherencia.[2]

Además del desarrollo derivado de la resistencia de adherencia entre el adhesivo y el concreto, también se recomienda y puede exigirse, dependiendo del código, que se especifiquen ganchos estándar en los extremos del refuerzo NSM. Estos ganchos proporcionan un anclaje mecánico adicional al refuerzo e incluso permiten que el elemento soporte cargas tras una posible pérdida de la adherencia a lo largo de la longitud del refuerzo en condiciones extremas. Para elementos delgados, como losas, los ganchos de longitud estándar pueden no ser factibles. Sin embargo, incluso en estos casos, el diseñador debe considerar ganchos con longitudes más cortas. Para acomodar los ganchos, se deben taladrar agujeros en el elemento para encajar las colas de los ganchos, y además se debe ahondar localmente en cada ranura para acomodar el radio del gancho.

Como se puede recordar de las suposiciones de diseño anteriores, la deformación por cortante del adhesivo se desprecia basándose en la aplicación de una capa fina. Para lograr esto y evitar diversas fallas por desprendimiento y hendimiento, se deben respetar las limitaciones de tamaño y espaciado de las ranuras. En general, la geometría de la ranura debe limitarse a 1,5 veces el diámetro de la barra, y el espaciado de las ranuras debe ser al menos dos veces la dimensión de la ranura.[2,3] Además, se deben respetar las distancias mínimas a los bordes.

El desempeño a largo plazo del sistema reforzado con NSM también debe ser tenido en cuenta por el ingeniero. Para garantizar que las propiedades del material del sistema no se degraden, el ingeniero debe considerar la posibilidad de aplicar revestimientos protectores en la zona. Estos revestimientos deben seleccionarse en función de los posibles efectos potenciales que se deseen mitigar. Por ejemplo, puede ser adecuado un revestimiento para proteger el área de la luz ultravioleta o del agua salada. Alternativamente, puede ser necesario un revestimiento que proteja el área del calor elevado. A temperaturas elevadas, se sabe que los productos a base de polímeros (por ejemplo, barras de FRP y adhesivos químicos) pueden ablandarse, reduciendo potencialmente la resistencia de la unión y provocando que se produzca el deslizamiento del refuerzo. Independientemente del revestimiento seleccionado para retardar la pérdida de propiedades mecánicas, se debe comunicar al propietario que estos revestimientos deben inspeccionarse periódicamente y mantenerse durante la vida útil para garantizar su eficacia.[2]

Refuerzo a flexión de elementos de puentes con NSM

Recientemente, como parte de un proyecto de rehabilitación, se utilizó refuerzo NSM para reforzar determinados elementos de concreto dentro de la estructura de un puente. El puente se encuentra en la ciudad de Nueva York (NYC), NY, EE. UU., y se construyó a mediados del siglo XX. El puente es un corredor vital para la ciudad y soporta un volumen de tráfico que supera los 200,000 vehículos por día. Como es habitual en los proyectos de rehabilitación de puentes de la ciudad de Nueva York, era necesario mantener el tráfico durante las obras, y esta restricción motivó el uso de refuerzo NSM para minimizar las interrupciones.

Como parte del programa principal de mejoramiento, que incluía el reemplazo total del tablero, el propietario solicitó al diseñador que reforzara también cualquier elemento deficiente. En cumplimiento de esta directriz, el diseñador identificó un número selecto de vigas de concreto dentro de los claros de aproximación (Fig. 3) que no cumplían con el requerimiento de cargas actuales.

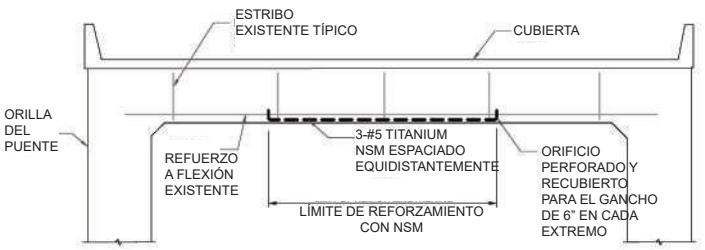


Figura 3. Elevación de la viga del puente

Si bien estos elementos se diseñaron de manera apropiada para el código en el momento en que se construyó el puente, el propietario fue proactivo y aprovechó la oportunidad para reforzar estos elementos para cumplir con las actuales cargas HL-93 estipuladas en el código de diseño de puentes.[5]

Se seleccionó la técnica NSM como la mejor opción para reforzar estos elementos por diversas razones. En primer lugar, el aumento de la capacidad a flexión requerida era del orden del 15 al 20%, lo que se encuentra dentro del rango de resultados para técnicas NSM exitosas. Además, solo era necesario aumentar la capacidad de momento positivo, por lo que solo se requería acceso a la parte inferior de las vigas. En segundo lugar, no se podía interrumpir el flujo de tráfico, por lo que la demolición y reconstrucción sustancial de una sección transversal más profunda de viga sería un desafío. Por último, se determinó que la técnica NSM podría ser realizada por contratistas no especializados y facilitaría de manera rentable un reacondicionamiento rápido.

Los ingenieros llegaron a la conclusión de que el refuerzo de titanio era el material más adecuado para esta aplicación. El puente está expuesto a sales de deshielo y, aunque la parte inferior no está directamente expuesta, con el tiempo los cloruros habrían migrado al interior del concreto, por lo que no se recomendaba el acero de baja aleación. Además, dadas las limitaciones geométricas del NSM (por ejemplo, la profundidad y la separación de las ranuras), solo se puede proporcionar una determinada área de refuerzo para una determinada geometría de viga. En este caso, para proporcionar la resistencia requerida, se necesitaba un material con mayor límite elástico.

La estrategia de NSM seleccionada consistió en tres barras 5/8 in (16 mm) de diámetro de aleación de titanio ASTM B1009, unidas al concreto con adhesivo Hilti RE500. El adhesivo se eligió por su facilidad de trabajo, su uso con éxito en varios programas de investigación sobre NSM y su habilidad para lograr una alta adherencia.

El refuerzo de titanio, si bien no es habitual en la industria de la construcción de puentes y edificios, es fácil de conseguir. En el momento del diseño, se disponía de barras de titanio roscadas en longitudes de hasta 20 pies (6 m). Sin embargo, para esta aplicación de reacondicionamiento, las longitudes necesarias para alcanzar los puntos de corte de las barras obligaron a realizar un pedido especial de barras más largas. Una vez adquiridas, los ganchos de las barras se doblaron fuera del sitio debido a que el titanio requiere la aplicación de calor para realizar los dobleces adecuados.

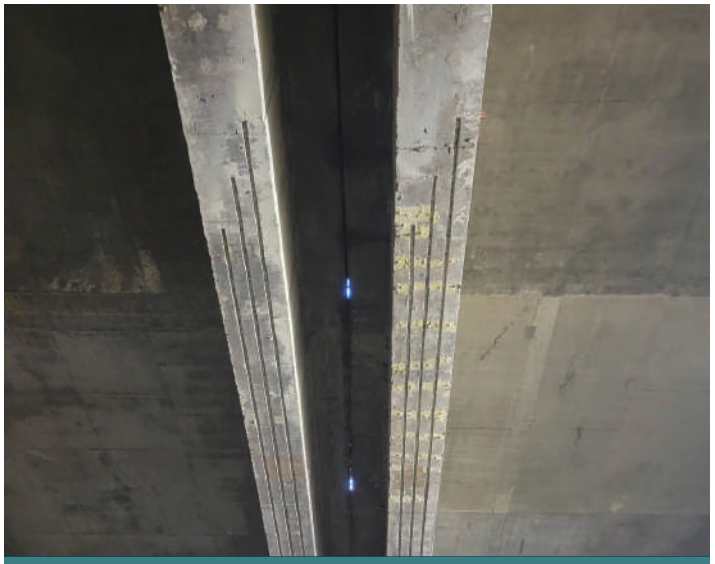


Figura 4. Ranuras cortadas en la parte inferior de la viga. Los puntos terminales de las ranuras se desplazaron para evitar el riesgo de agrietamiento asociado con la perforación de tres orificios verticales en la viga en un mismo plano

Figura 5. Las barras NSM se apoyaron mediante tiras de madera contrachapada ancladas al concreto adyacente

Figura 6. Refuerzo NSM con adhesivo

La secuencia de instalación fue básicamente la descrita anteriormente. Los documentos de construcción exigían que el contratista inspeccionara la parte inferior de las vigas existentes utilizando un pacómetro para verificar la profundidad del recubrimiento hasta la parte inferior de los estribos. Esto se hizo para confirmar que las barras NSM encajarían sin problemas. Luego se cortaron ranuras en la parte inferior de la viga utilizando sierras circulares con cuchillas diamantadas (Fig. 4). Una vez que se hicieron las ranuras y se limpiaron de polvo suelto y lechada, cada barra se colocó en seco en su ranura y se instalaron soportes y distanciadores temporales para mantener la posición de la barra durante el proceso de relleno (Fig. 5). La instalación se completó retirando cada barra, rellenando la ranura hasta la mitad con adhesivo, volviendo a insertar la barra, rellenando el espacio restante en la ranura con adhesivo y afinando con llana el adhesivo para que quedara nivelado con la parte inferior de la viga (Fig. 6).

Conclusión

Existen muchas aplicaciones en las que se puede utilizar el refuerzo a flexión NSM para ahorrar costos y evitar interrupciones en el servicio. Basándonos en la implementación exitosa de la técnica descrita en este documento, estamos seguros de que este enfoque debería ser considerado para proyectos de reforzamiento similares.

Referencias

1. Asplund, S.O., "Strengthening Bridge Slabs with Grouted Reinforcement," ACI Journal Proceedings, V. 45, No. 1, Jan. 1949, pp. 397-406.
2. ACI Committee 440, "Design and Construction of Externally Bonded Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Systems for Strengthening Concrete Structures—Guide (ACI PRC-440.2-23)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2023, 109 pp.
3. AASHTO NSMT-1, "Guide for Design and Construction of Near-Surface Mounted Titanium Alloy Bars for Strengthening Concrete Structures," American Association of State and Highway Transportation Officials, Washington, DC, 2020, 48 pp.
4. Adkins, J., and George, W., "Titanium Finds a Home in Civil Engineering," Concrete International, V. 39, No. 12, Dec. 2017, pp. 51-55.
5. "AASHTO LRFD Bridge Design Specifications," eighth edition, American Association of State and Highway Transportation Officials, Washington, DC, 2017, 1762 pp.

Seleccionado por los editores para el interés del lector.

Joseph L. Yamin, miembro del ACI, es el Director Asistente de Ingeniería Estructural en STV (Buildings Group) para la región de Nueva York/Metro. Forma parte de STV desde 2019 y tiene 15 años de experiencia en el campo de la ingeniería estructural. Sus principales áreas de práctica son el diseño de edificios y estructuras de instalaciones. Yamin recibió su título en ingeniería civil de la Universidad de Rutgers, New Brunswick, NJ, EE. UU., y su maestría en ingeniería civil de la Universidad de Columbia, Nueva York, NY, EE. UU. Es un ingeniero profesional con licencia en varios estados.

Daniel T. Millman es asesor técnico de HNTB Corp. en la oficina de la ciudad de Nueva York. Forma parte de HNTB desde 2016 y tiene 15 años de experiencia en el campo de la ingeniería estructural. Su principal área de práctica es el diseño de puentes. Millman recibió su título y maestría en ingeniería civil de la Universidad Rutgers. Es ingeniero profesional autorizado en varios estados e ingeniero estructural autorizado en Illinois.

Título original en inglés:
Near-Surface-Mounted Flexural Strengthening of Existing Concrete Structures

La traducción de este artículo correspondió al Capítulo Colombia

Traductor:
PhD. Fabián Augusto Lamus Báez

Revisora Técnica:
PhD. Nancy Torres Castellanos

07

Sociedad Americana de Constratistas de Concreto Consejo de Concreto Pulido

Posicionamiento #8

Cemento Portland con adición de caliza y su efecto sobre el concreto pulido

En los últimos años, ha habido una notable tendencia hacia el remplazo de la producción de cementos Tipo I/II y II/V con la producción de cementos que contienen una alta proporción de piedra caliza pulverizada. Mientras que los cementos Tipo I/II y II/V deben adherirse a la ASTM C150/C150M, los nuevos cementos denominados cemento Tipo IL o cemento portland con adición de piedra caliza (PLC por sus siglas en inglés) deben de adherirse a la norma ASTM C595/C595M. Esto último significa una gran variabilidad entre las fuentes de dichas calizas. Esta variabilidad puede producir retos significativos como la alteración de características iniciales de fraguado, variación en la tasa o velocidad de ganancia de resistencia a la compresión, y cambios en la tasa y tiempo de exudación o sangrado, entre otros.

Estos desafíos podrían presentar dificultades para la cuadrilla de colocación y acabado, incluyendo problemas como la extensión o recorte del tiempo de fraguado, la acumulación de agua de sangrado promoviendo delaminación, y, en algunos casos, segregación significativa resultando en un exceso de caliza fina en la superficie del concreto creando a su vez eflorescencias. Esto último es particularmente problemático en losas destinadas a ser pulidas.

Es importante reconocer que cualquier cambio de material requiere una curva de aprendizaje para el productor de concreto premezclado, la cuadrilla de colocación y acabado de concreto, así como para el contratista responsable del pulido del concreto. A pesar de que esto no implica que todas las losas que incorporan cemento Tipo IL no puedan ser colocadas, acabadas, y pulidas de manera efectiva, sí requieren ajustes necesarios en el diseño de mezcla de concreto, las técnicas de colocación y acabado y en los métodos de pulido. Estos ajustes pueden presentar retos para todas las partes involucradas, incluido el propietario, el profesional en arquitectura y/o ingeniería arquitecto/ingeniero, el productor de cemento, el productor de concreto premezclado, el contratista general, el contratista de colocación y acabado del concreto, y contratista de pulido de concreto. Algunos de los desafíos asociados al concreto elaborado con PLC pueden incluir:

- Potencial para retardar la ganancia de resistencia, lo que puede extender el periodo de espera para que la dureza superficial de las losas se desarrolle.
- Incremento en la demanda de agua, dependiendo de factores como la finura Blaine y la distribución del tamaño de partículas.
- Incremento en la porosidad de la losa, lo cual tiende a disminuir la tasa de cobertura para la aplicación de tratamientos químicos líquidos.
- Incremento del desprendimiento de agregado fino (arena) generando poros por la diferencia del tiempo de fraguado, necesitando un recubrimiento adicional de mortero. Esto puede suponer incrementos en tiempo y gastos adicionales.
- Reducción en la disponibilidad del hidróxido de calcio para la reacción densificadora en la formación de silicato cálcico hidratado (C-S-H) cercana a la superficie de la losa.

Estas condiciones pueden impactar significativamente en los cronogramas del proyectos y periodos de tiempo en los que la losa puede ser pulida.

Históricamente, con el cemento portland ordinario (OPC) y una buena graduación de la mezcla de diseño combinada con apropiadas técnicas de acabado y las consideraciones de curado, un contratista de concreto pulido puede típicamente comenzar a pulir antes de los recomendados 28 días del tiempo de curado. Las mezclas que contienen PLC pueden requerir tiempo adicional para alcanzar niveles aceptables de dureza de losa, potencialmente hasta 45 días o más, dependiendo de varios factores incluyendo el diseño de mezcla de concreto, las temperaturas del ambiente, las técnicas de colocación y acabado y los métodos de curado.

El ACI 310.1-20, “Especificaciones para el Acabado de Losas de Concreto Pulido”, Sección 3.1.4.1, especifica que la dureza de Mohs medida en la superficie de la losa debe ser superior a 4 para soportar el proceso de pulido y considerarse una superficie sustentable. Este requisito es

fundamental para asegurar que la losa alcance suficiente dureza para que la operación de pulido pueda comenzar. En algunos casos, reparaciones adicionales pueden ser necesarias debido al daño en la losa durante el periodo de curado, particularmente losas que contienen cemento PLC, lo que puede hacerlas más susceptibles a daños debido a la naturaleza más suave de las partículas de caliza comparadas a las partículas del Clinker del cemento. (referirse a CPC Posicionamiento #6, "Reparación de las superficies previamente al pulido del concreto").

Si la losa no logra la dureza de Mohs mayor a 4.5, se pueden requerir tratamientos densificadores adicionales para acelerar el desarrollo de dureza de la superficie. Es esencial notar, que este costo adicional no debe de recaer únicamente en el contratista de pulido. Una superficie de losa más suave generalmente resulta en niveles de brillo menores a 60° y niveles más bajos de Distinción de Imagen (DOI) que una losa más dura (referirse a CPC Cuadro de Apariencia del Concreto Pulido). Por lo tanto, es aconsejable construir un panel de maqueta o de prueba en el lugar de trabajo para establecer expectativas razonables de la apariencia final de la losa. El ingeniero de registro (EOR) o el arquitecto de registro (AOR) responsable de la especificación, debe tener expectativas realistas en relación con ajustes potenciales si la losa falla en alcanzar el requerimiento mínimo para losas de concreto pulidas.

El contratista de CPC colaborará con el propietario, el equipo diseñador y el contratista general para asegurar un resultado exitoso del proyecto y abordar cualquier problema que surja con los diseños de mezcla que incluyan concreto con bajo contenido de carbono incorporado.

Si tiene preguntas, contacte a la Línea Técnica Directa del CPC al +1.888.483.5288 o al **cpchotline @ascconline.org.** en los Estados Unidos.

Esta declaración de postura del Consejo del Concreto Pulido de la Asociación Americana de Contratistas de Concreto es presentada para interés del lector por los editores. Las opiniones expresadas no son necesariamente las del Instituto Americano del Concreto. Comentarios del lector son bienvenidos.

Título original en inglés:
Concrete Polishing Council of the American Society of Concrete Contractors. Position Statement #8

La traducción de este artículo correspondió al Capítulo de Costa Rica

Traductor:
José Gustavo Herrera Ramírez

Revisora Técnica:
Ing. Grace Foulkes Blanco

Refuerzo a través de Juntas de Contracción en Losas Sobre el Terreno

P. *Tenemos dificultades para entender cuándo deben instalarse las barras de refuerzo de manera continua a través de las juntas de contracción en las losas sobre el terreno. En algunos planos, se indica que cortemos todas, algunas o ninguna de las barras en las juntas. ¿El ACI proporciona alguna guía sencilla al respecto?*

R. Las juntas de contracción promueven la formación de grietas en las losas sobre el terreno en ubicaciones predeterminadas al crear una sección debilitada en la losa. El ranurado con una herramienta de acanalado, la inserción de una tira de plástico en el concreto fresco o el corte con sierra son métodos para debilitar una sección de la losa y formar una junta de contracción. Para las juntas cortadas con sierra, los diseñadores especifican que la profundidad del corte debe ser de 1/4 a 1/5 del espesor de la losa, dependiendo del tipo de sierra y del momento del corte. El objetivo de la junta de contracción es limitar la aparición de grietas aleatorias fuera de las juntas.

El propósito general de las barras de refuerzo en las losas sobre el terreno es controlar el ancho de las grietas en la superficie superior de la losa. Por lo tanto, la ubicación deseada de las barras es por encima del eje neutro (que es la mitad de la profundidad de la losa). Si las barras son continuas a través de las juntas de contracción, deben estar ubicadas por debajo de la profundidad del corte de sierra (para que no se corten). Cabe señalar que el refuerzo no previene las grietas, pero sí controla el ancho de estas. Cuanto más acero se utilice, más estrechas y frecuentes serán las grietas.

Cuando las barras de refuerzo son continuas a través de la junta, también pueden mejorar la capacidad de transferencia de carga mediante el interbloqueo de agregados. Sin embargo, las barras de refuerzo que cruzan una junta también pueden influir en si se forma o no una grieta en esa junta. A medida que aumenta la cantidad de refuerzo que cruza la junta, también aumenta la probabilidad de que se formen grietas fuera de la junta, ya que las grietas más estrechas pueden aparecer con mayor frecuencia que las propias juntas.

El ACI 360R-10, Sección 6.2,[1] proporciona información sobre el refuerzo que cruza juntas de contracción: "La continuación de un pequeño porcentaje de refuerzo deformado (0.1% del área de la sección transversal de la losa) a través de juntas de contracción cortadas con sierra, en combinación con el espaciamiento de las juntas, ha sido utilizada con éxito por algunos diseñadores para proporcionar capacidad de transferencia de carga sin el uso de pasadores y canastillas... Como regla general, la continuación de porcentajes mayores de barras de refuerzo deformadas no debe utilizarse a través de juntas de contracción cortadas con sierra o juntas de construcción, ya que restringen la apertura de las juntas a medida que la losa se contrae durante el secado, lo que aumenta la probabilidad de aparición de grietas aleatorias fuera de las juntas."

Sin embargo, la mejor guía para el refuerzo en la junta de contracción está en el ACI 224.4R-13, Sección 8.2,[2] La Figura 8.2a del ACI 224.4R-13 ilustra tres opciones distintas de detalles (Fig. 1). La Figura 1(a) muestra una junta de contracción para concreto sin refuerzo o con refuerzo ligero, donde la cantidad de refuerzo, ρ, varía de 0 a 0.10%. Las losas donde no hay refuerzo que cruce las juntas de contracción son aceptables. De hecho, el espaciamiento de las juntas para esta opción debe ser el mismo que para una losa sin refuerzo, como se recomienda en el ACI 360R-10. Sin embargo, este espaciamiento de las juntas solo reduce el riesgo de grietas aleatorias fuera de las juntas. Cuando no se utilizan canastillas de pasadores en losas sin refuerzo, para lograr una transferencia de carga efectiva por interbloqueo de agregados, puede ser necesario reducir el espaciamiento de las juntas para que el ancho de las grietas en las juntas se mantenga estrecho sin refuerzo. Una cantidad relativamente pequeña de refuerzo que cruce la junta, aproximadamente del 0.10% o menos, tiene la ventaja de no proporcionar una restricción excesiva en la junta, pero sí suficiente refuerzo para asegurar la transferencia de carga mediante el interbloqueo de agregados y prevenir desplazamientos verticales en las grietas.

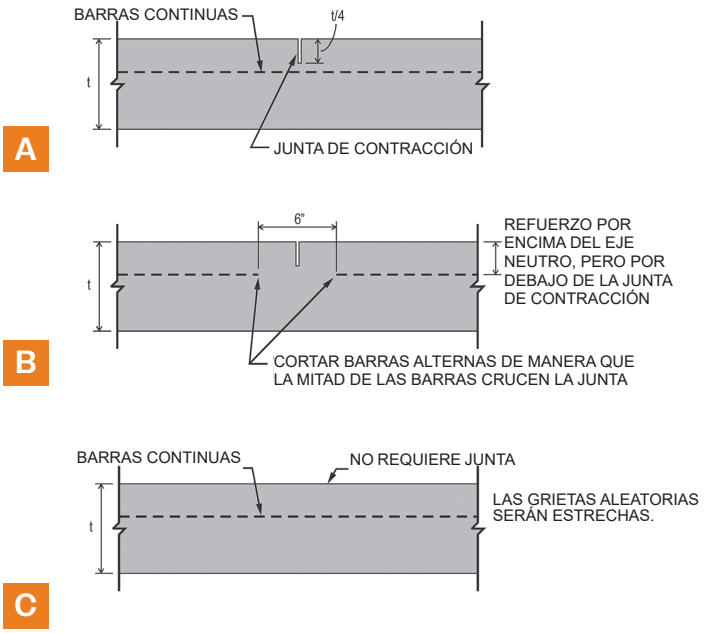


Figura 1. Recomendaciones para acero que cruza la junta de contracción para losas sobre el suelo: (a) sin reforzar o con refuerzo ligero, 0 < ρ < 0.10%; (b) moderadamente reforzado, ρ = 0.18 to 0.20%; y (c) altamente eforzada o con refuerzo continuo ρ > 0.50% (Basado en la Fig.8.2a de ACI 224 AR-13[2]) (Nota: 1 in = 25 mm)

La Figura 1(b) muestra una junta de contracción en concreto moderadamente reforzado, donde ρ es aproximadamente de 0.18 a 0.20% (es decir, el porcentaje mínimo de refuerzo según el ACI 318-19 (22)[3] para losas de concreto reforzado estructuralmente; en ocasiones, los diseñadores utilizan este porcentaje de refuerzo para losas no estructurales sobre el terreno). Para que estas juntas minimicen eficazmente las grietas aleatorias en la losa, el refuerzo que cruza la junta debe reducirse cortando barras alternas. Las barras deben cortarse aproximadamente a 3 pulgadas (75 mm) de distancia de la junta en cada lado. Si no se cortan barras alternas, las juntas de contracción no se abrirán tanto como cuando menos refuerzo cruza la junta. Las posibles consecuencias de esta restricción adicional son la aparición de grietas aleatorias adicionales o la formación de juntas dominantes, es decir, juntas de construcción que se abren considerablemente más de lo esperado (hasta 1 pulgada [25 mm] o más). Este último problema se ha observado en losas coladas en áreas grandes, en lugar de secciones estrechas coladas por franjas. El problema está relacionado con las grandes distancias entre las juntas de construcción, que pueden ser de hasta 100 pies (30 metros) o más en ambas direcciones. Si la cantidad de refuerzo que cruza las juntas de contracción es lo suficientemente grande como para restringir la apertura de esas juntas, el acortamiento general de la losa entre las juntas de construcción no se distribuye entre las juntas de contracción. Por lo tanto, el acortamiento se concentra en una junta dominante (de construcción).

Las losas de concreto fuertemente reforzadas sobre el terreno, con un ρ de 0.50% o mayor, como se muestra en la Figura 1(c), no requieren juntas de contracción. Las grietas en este tipo de losa, también llamadas de concreto reforzado continuamente, pueden formarse de manera aleatoria. La mayor cantidad de refuerzo proporciona una restricción interna a la contracción del concreto, lo que resulta en grietas más frecuentes (con un espaciamiento de 3 a 8 pies [0.9 a 2.7 m]) en comparación con las losas con menos refuerzo. Sin embargo, el ancho de las grietas en losas fuertemente reforzadas es más estrecho que en losas con menos refuerzo.

Es importante señalar que las tres opciones distintas discutidas en la Sección 8.2 del ACI 224.4R-13 para el refuerzo que cruza la junta se basan en el porcentaje de refuerzo. El porcentaje de refuerzo, ρ, se basa en la cantidad de refuerzo en relación con el área bruta de la sección transversal de la losa de concreto. Por ejemplo, el ρ para una losa de concreto de 6 pulgadas (152 mm) de espesor con barras de refuerzo No. 4 a 12 pulgadas (305 mm) de separación sería de 0.28% [(0.20/72) × 100].

Tabla 1:
Niveles de refuerzo para una losa de 6 pulgadas de espesor sobre el terreno para el detalle de juntas de contracción

Nivel de Refuerzo	Cantidad de Refuerzo, ρ, %	Área de Acero, in.^{2}	Tamaño y Espaciamiento de la Barra	Refuerzo en la Junta de Contracción
Sin refuerzo a ligeramente reforzado	Hasta 0.10	0.072	No. 3 a 18 in. en el centro	Barras continuas a través de la junta
Moderadamente reforzado	0.18 to 0.20	0.130/0.144	No. 4 a 18 in. en el centro	Cortar barras alternas para que la mitad de las barras crucen la junta
Pesado o continuo	Más de 0.50	0.360	No. 5 a 10 in. en el centro	Barras continuas sin juntas de contracción

Nota: 1 in. = 25 mm; 1 in.^{2} = 645 mm^2

Este cálculo se basa en un área de acero para una sección de 12 pulgadas de 0.20 in² (130 mm²) y un área de concreto para una sección de 12 pulgadas de 72 in² (46,450 mm²). La Tabla 1 muestra los tamaños y espaciamientos representativos de barras para una losa de 6 pulgadas de espesor sobre el terreno, con los niveles de refuerzo recomendados por el ACI 224.4R-13 para diferentes detalles de refuerzo en la junta.

Por último, cabe señalar que el ACI 360R-10 indica que los requisitos de refuerzo en las juntas son responsabilidad del diseñador.

Referencias

1. ACI Committee 360, "Guide to Design of Slabs-on-Ground (ACI 360R-10)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2010, 72 pp.
2. ACI Committee 224, "Guide to Design Detailing to Mitigate Cracking (ACI 224.4R-13)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2013, 20 pp.
3. 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, 624 pp

Agradecimientos a Bruce A. Suprenant; James Klinger, American Society of Concrete Contractors (ASCC), St. Louis, MO, EE. UU.; y Scott Tarr, North S. Tarr Concrete Consulting, P.C., Dover, NH, EE. UU., por proporcionar la respuesta a esta pregunta.

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

Título original en inglés:
Reinforcement through Contraction Joints in Slabs-on-Ground

La traducción de este artículo correspondió al Capítulo Perú

Traductor:
Bach. Ing. Braveheart Roger Rojas Ureta

Revisores Técnicos:
Ing. Julio Higashi Luy

Ing. Jakelyn Quispe Vásquez

CONCRETO
LATINOAMÉRICA