

# CONCRETO

LATINOAMÉRICA

Octubre | 1era Edición



# CONCRETO LATINOAMÉRICA

Volumen I. Número 1.

Octubre de 2020

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 Instituto publica en su revista mensual Concrete International en inglés.

## CONTENIDO:

### 1.- Sobre “Fallas frágiles en estructuras prefabricadas en estacionamiento”

Una carta al editor y cierre de los autores.

Por Ned M. Cleland, Sami H. Rizkalla, y Mark E. Patton

Traducción y revisión técnica a cargo del Capítulo Noroeste de México

### 2.- El estadio de Cricket más grande del mundo.

La construcción de una gran estructura a base de grandes elementos prefabricados requirió diseño, planeación, verificación y monitoreo a micronivel de detalle.

Por Ramamoorthy Eswaran, Kuppuswami Muralidharan, Muthuvenkatraman Raghupaty y Venkata Satya Phani Santosh Kumar

Traducción y revisión técnica a cargo del Capítulo Centro Sur de México

### 3.- Paredes de panel tipo emparedado, parcialmente compuestos de concreto.

¿Qué es el porcentaje compuesto?

Por Marc Maguire y Fray F. Pozo-Lora

Traducción y revisión técnica a cargo del Capítulo Costa Rica

### 4.- El poder de la tutoría hoy en día.

La naturaleza de las tutorías ha mejorado durante más de una generación, con algunos cambios particularmente rápidos en 2020.

Por James Bristow y Alvaro Ruíz Emparanza

Traducción y revisión técnica a cargo del Capítulo Perú

### 5.- Diseño de puentes de concreto postensado de un solo claro de profundidad variable.

Por Kenneth W. Shushkewich

Traducción y revisión técnica a cargo del Capítulo Noreste de México

---

Los contenidos de estos artículos corresponden a la **traducción del inglés a español realizada por los Capítulos del ACI en Latinoamérica**, publicados por el ACI Internacional, en la revista Concrete International correspondiente al mes de octubre de 2020. Este Instituto no se responsabiliza por las traducciones realizadas y publicadas en este número de Concreto Latinoamérica.

Se prohíbe la reproducción parcial o total, copia, impresión, distribución, publicación, adaptación, reordenación y cualquier otro uso o modificación de los datos y obras, por cualquier medio y de cualquier forma, para este número de Concreto Latinoamérica.

Todos los materiales contenidos en este número de Concreto Latinoamérica están protegidos por las leyes de Derechos de autor y propiedad industrial, tanto nacionales como internacionales.

---

### **Representantes de los Capítulos de Latinoamérica:**

- Argentina: Ing. Raúl Bertero
- Costa Rica: Ing. Guillermo González Beltrán
- Ecuador: Ing. Santiago Vélez Guayasamín
- Guatemala: Ing. Luis Alvarez Valencia y Xiomara Sapón
- México Centro Sur: Ing. Alma Reyes Zamorano
- México Noreste Ing. José Lozano y Ruy Sánchez
- Mexico Noroeste Ing. Alejandra Valencia
- Perú: Ing. Luciano López Vinatea

Traducción y revisión técnica realizada por cada uno de los Capítulos del ACI de Latinoamérica participantes, así como por los responsables del trabajo de traducción realizado el cual está debidamente indicado en cada uno de los artículos publicados.

### **COMITÉ EDITORIAL:**

Editor Jefe:  
Presidente de la Sección Noreste de México del ACI.  
Ing. José Lozano y Ruy Sánchez (2018-2020)

Editor Asociado:  
Ing. José Lozano y Ruy Sánchez

Editor Asociado:  
M.C. Lucio Guillermo López Yépez

Soporte Técnico:  
Dr. Alejandro Durán Herrera

Diseño:  
MDG. Rosa Otilia Armendáriz Solís  
LDI. Luis Yerel Romo Valdez

Apoyo Traducciones:  
Lic. Iliana M. Garza Gutiérrez

Soporte:  
Lic. Ana Durán Herrera

# Índice

Pág  
**4**

**Sobre “Fallas Frágiles en Estructuras prefabricadas en Estacionamiento”.**

Pág  
**17**

**EL ESTADIO DE CRICKET MÁS GRANDE DEL MUNDO.**

Pág  
**25**

**Paredes de paneles tipo emparedado, parcialmente compuestos de concreto.**

Pág  
**32**

**El Poder de la Tutoría hoy en día.**

Pág  
**36**

**Diseño de puentes de concreto postensado de un solo claro de profundidad variable.**

# Sobre “Fallas Frágiles en Estructuras prefabricadas en Estacionamiento”

## Una carta al editor y cierre de los autores

Por Ned M. Cleland, Sami H. Rizkalla, y Mark E. Patton

Ned M. Cleland y Sami H. Rizkalla fueron contratados como testigos expertos por el subcontratista de prefabricados que fabricó y erigió elementos estructurales prefabricados y pretensados en los garajes de Cherokee, Carolina del Norte. Ellos testificaron en el procedimiento de arbitraje al que se hace referencia en este documento y han sido contratados como testigos expertos con respecto a la tercera estructura referenciada por el prefabricante y el ingeniero especializado en prefabricados, respectivamente. Mark E. Patton fue contratado como testigo *experto por el pre-presentador con respecto a la tercera estructura referenciada*

Esta es una respuesta al artículo "Fallas Frágiles en Estructuras Prefabricadas para Estacionamiento" de William L. Gamble, Gordon H. Reigstad y Jason Reigstad (CI, V. 41, No. 9, septiembre de 2019, págs. 32-39). En el artículo de referencia, los autores, todos los cuales tienen un conflicto de intereses significativo que no revelaron, apuntan al uso de una malla de polímero reforzado con fibra de carbono (CFRP "carbon-fiber-reinforced polymer") como refuerzo de ala primaria en prefabricados de concreto pretensado de doble T. (DT "double-tee") y culpan a la red CFRP por lo que los autores afirman fueron fallas frágiles. Esta caracterización y los comentarios de los autores, aunque son favorables para sus clientes, ignoran los hechos y circunstancias que llevaron a las tres fallas reportadas y distorsionan el historial de resiliencia de los DT reforzados con la red CFRP. En todas las estructuras de estacionamiento conocidas donde los bordes no se han sometido a una sobrecarga regular con vehículos de remolque con sobrepeso y se han construido con conectores de borde-a-borde soldados adecuados, los DT reforzados con malla de CFRP están funcionando adecuadamente.

### Concepto y Diseño

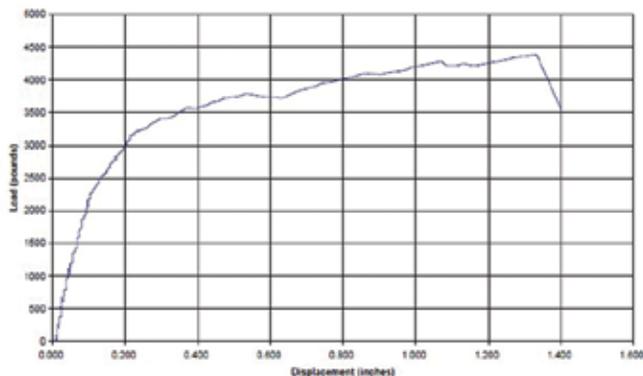
Es bien sabido en la industria que las estructuras de estacionamiento representan una de las aplicaciones más exigentes para el concreto armado con respecto a los factores ambientales. Estas estructuras están expuestas a condiciones ambientales severas y están sujetas a una variedad de agentes corrosivos, incluidos los químicos anticongelantes utilizados para despejar las carreteras de las precipitaciones invernales, así como el aire y la humedad cargados de cloruro a lo largo de las costas. El uso de cordones de CFRP como refuerzo primario del borde es un paso hacia estructuras de estacionamiento libres de corrosión. A diferencia del acero, el CFRP utilizado como refuerzo no se corroe. Las fibras de CFRP están disponibles en tamaños y resistencias que varían según la cantidad de fibras de carbono en el hilo o "estopa".

Cuando se utilizan como refuerzo en bordes de estructuras de estacionamiento, estas fibras de CFRP se colocan en una "malla" o "rejilla" con fibra de carbono en la dirección transversal e hilos de fibra de vidrio cruzados en la dirección longitudinal del vástago DT. La resistencia del conjunto como una malla depende del tamaño y el espaciado de los hilos de CFRP en posición y contribuye al mecanismo de resistencia de carga para las cargas aplicadas. Para DT de concreto pretensado, los vástagos debajo del ala están pretensados según los requisitos mínimos de ACI 318-14, Sección 9.6.2.<sup>1</sup> El refuerzo superior solo se requiere en elementos pretensados de tramo simple cuando la tensión en la transferencia excede  $6 \sqrt{f'_{ci}}$  en los extremos y  $3 \sqrt{f'_{ci}}$  en otros lugares (Tabla 24.5.3.2 en ACI 318-14). El refuerzo de malla electrosoldada convencional utilizado en los bordes DT reconoce la ausencia de un requisito de refuerzo longitudinal en la parte superior de las vigas pretensadas y proporciona un refuerzo transversal para la flexión del borde con alambres más pequeños ampliamente espaciados que se extienden en la dirección longitudinal solo con el propósito de sostener y desarrollar el trabajo. reforzamiento.

Debido a que el CFRP no se puede corroer, se puede aplicar con menos recubrimiento de concreto que el acero y, en consecuencia, se puede diseñar en bordes más delgadas. Las fibras de carbono de alta resistencia utilizadas para las mallas de CFRP son cinco veces más resistentes que el refuerzo de acero convencional. Su espacio reducido y su ubicación cerca de la superficie contribuyen a un comportamiento superior de control de grietas en estructuras de Concreto.

### Desarrollo

Las pruebas, la investigación y el análisis exhaustivos de la malla de CFRP como refuerzo por parte de la industria y los académicos demostraron de manera concluyente que los DT reforzados con CFRP son capaces de resistir las combinaciones de carga requeridas por el Código ACI y funcionan mejor que el acero con respecto a la fatiga.



**Fig.1: Desplazamiento de carga para losa reforzada con malla de CFRP ensayada a flexión2**

Se realizaron pruebas iniciales para caracterizar el material CFRP en sí. Estas pruebas incluyeron evaluaciones de resistencia del CFRP solo y como refuerzo, utilizando miembros estructurales de pequeña y gran escala sujetos a cargas sostenidas, exposición ambiental y cargas de fatiga.

Como parte de esta prueba, los investigadores evaluaron el comportamiento de las secciones reforzadas con múltiples elementos de fibra. Un estudio de distribución de probabilidad, verificado mediante pruebas, mostró que los elementos de concretos reforzados con malla de CFRP no alcanzan un punto de ruptura con una falla repentina, sino que continúan soportando cargas adicionales como se muestra en la Fig.1.

La malla de CFRP como refuerzo es significativamente diferente de las barras individuales de polímero reforzado con fibra (FRP "fiber-reinforced-polymer") debido a la distribución uniforme de la resistencia proporcionada por la malla dentro del elemento, por lo que se trata de manera diferente en el diseño de elementos reforzados con malla de CFRP. Los autores del artículo de referencia insisten en que los DT reforzados con malla de CFRP no están diseñados en función de las recomendaciones de factor  $\phi$  y resistencia incluidas en ACI 440.1R-15.3 Sin embargo, ACI 440.1R no se aplica expresamente a la matriz de fibra de diámetro más pequeño que constituyen las mallas de CFRP (Sección 6.6 en ACI 440R-074). Por lo tanto, las referencias hechas a ACI 440.1R en el artículo de Gamble, Reigstad y Reigstad y su resiliencia en ACI 440.1R para sacar sus conclusiones de bajo diseño no son apropiadas ni relevantes.

Después de la caracterización básica del material, se realizaron pruebas exhaustivas para confirmar que los bordes DT a gran escala cumplirían con los requisitos de resistencia del Código ACI cuando se usaran en estructuras de estacionamiento.

Estas pruebas han incluido bordes reforzados con CFRP sometidas a carga concentrada y carga uniforme en diferentes configuraciones de malla y espesores de borde. Estas pruebas involucraron miembros a gran escala con carga aplicada en diversas ubicaciones a través de los DT e incluyeron pruebas y evaluación de elementos agrietados, así como elementos fabricados con juntas labradas para simular grietas y probadas hasta fallar. Los resultados de la investigación, en un documento técnico publicado, 5 confirmaron que los bordes reforzados con CFRP con una profundidad de concreto de 3-1 / 4 pulgadas o más son capaces de resistir cargas significativamente superiores a los requisitos del código para estructuras de estacionamiento.

## Evaluaciones de Resistencia en Uso y Otras Investigaciones

Además de las pruebas de laboratorio y de planta a las que se hace referencia anteriormente, también se han realizado pruebas completas de garantía de resistencia de ACI 318-14, Capítulo 27, en construcciones in situ después de años de uso. La primera de estas pruebas se realizó en la estructura de estacionamiento identificada por los autores del artículo de CI como Estructura A. La prueba se realizó en un DT seleccionado que no fue sometido a una sobrecarga severa o vehículos de rescate debido a su ubicación remota en la estructura. En esta prueba, se eliminaron las conexiones de borde a borde que normalmente actuarían para distribuir la carga concentrada a través de la junta. La carga se aplicó en dos lugares, ambos con grietas preexistentes en el ala. El borde reforzado con CFRP pasó ambas pruebas como voladizo sin la ayuda de la distribución de carga al DT adyacente que normalmente proporcionarían las conexiones de borde a borde.

En la primavera de 2018, se realizó una serie adicional de pruebas en una estructura que había estado en uso durante más de 6 años. Se inspeccionó toda la estructura para mapear las ubicaciones de grietas preexistentes. Se seleccionaron cuatro sitios para las pruebas que representaban la mayor magnitud de fisura existente. La conexión borde-a-borde se dejaron intactas en los lugares de prueba en las partes en voladizo del DT, y los bordes adyacentes se cortaron con sierra y se aplicaron cargas para inducir grietas para garantizar que la mallas de CFRP soportara las cargas de prueba aplicadas cada borde adyacente.

En cada lugar de prueba, los bordes reforzados con C-GRID® pasaron ACI 318, Capítulo 27, pruebas de aseguramiento de resistencia y pruebas de carga cíclica ACI 437.1R-076.

Además, en varias estructuras, se tomaron muestras de núcleos en ubicaciones agrietadas. En cada caso, a excepción de una grieta en la esquina donde la sección de concreto se había desplazado, separado y caído, el CFRP estaba intacto a pesar de la fisuración del concreto.

Hay tres casos de fallas en los bordes que se relacionan con una sobrecarga severa o con problemas únicos en un caso. En las otras estructuras de estacionamiento que no han sido sometidas a abuso repetido más allá de la contemplación del Código o a un diseño de conector de borde defectuoso que magnificó el efecto de la carga de impacto, el sistema continúa brindando un servicio seguro, excepto donde los autores del artículo de CI tienen dueños u operadores asustados. Hay casos en los que el exceso de carga en los bordes agrietados requiere atención y reparación, pero no se trata de fallas frágiles repentinas que se hayan producido sin previo aviso. ACI, el Instituto de Concreto prefabricado / pretensado (PCI) y la Asociación Nacional de Estacionamiento han publicado pautas detalladas (y casi idénticas) para la inspección de elementos estructurales anualmente para detectar condiciones inseguras. Las pautas se aplican a todos los elementos estructurales de la estructura del estacionamiento.

## Contenciones Específicas de los Autores

La premisa inicial planteada por los autores del artículo de CI es que existe una sola forma de diseñar el concreto armado: 1) de forma que todas las fallas deben ser dúctiles; y 2) tal que el Fig.1: El desplazamiento de carga para el diseño de malla CFRP se adaptará a cualquier evento impredecible que pueda suceder incluso si supera los requisitos de carga incluidos en el código de construcción legalmente adoptado.

La primera parte de esta premisa es incorrecta por tres razones. Primero, ACI 318 brinda al diseñador un alivio del refuerzo excesivo. En una viga, el refuerzo mínimo puede reducirse siempre que la resistencia sea 1/3 mayor que la requerida por la combinación de carga máxima que rige (Sección 9.6.1.3 en ACI 318-14). En una losa, el refuerzo mínimo solo debe cumplir con los requisitos de temperatura y contracción (Sección 7.6.1.1 en ACI 318-14). (Nota: El artículo de PCI Journal citado por los autores del artículo de CI fue citado fuera de contexto. Describe recomendaciones para el exceso de resistencia en el diseño de bordes CFRP DT).

En segundo lugar, no existe un requisito explícito en ACI 318 de que se proporcione refuerzo en losas reforzadas con poco acero de manera que la resistencia exceda la resistencia al agrietamiento del concreto. Existe un requisito para los miembros pretensados que la resistencia a la flexión exceda de 1.2 Mcr en secciones críticas (Sección 9.6.2.1 en ACI 318-14), pero ese requisito no se aplica al refuerzo transversal de un borde DT, que se trata como una losa de concreto no pretensado unidireccional.

En tercer lugar, como se indicó anteriormente, las pruebas y la experiencia con bordes reforzados con CFRP muestran que la curva de carga-deformación no es lineal a la falla, y el agrietamiento en el borde no conduce a una falla por fragilidad inmediata, como se ilustra en la Fig.1.

Los extensos resultados<sup>7</sup> de las pruebas demostraron que la resistencia reducida de la losa de concreto reforzada con CFRP (utilizando un factor de reducción de 0,75) excedía 1,33 veces el momento debido a la carga factorizada. La capacidad de servicio del borde, en términos de deflexión, está dentro de las limitaciones permitidas especificadas por las pautas de diseño ACI 318-118 y ACI 440.1R-069, y los DT no se agrietaron bajo la carga de servicio.

Sobre el segundo argumento del artículo, parece que al afirmar que "que la resistencia confiable es igual o superior a la carga máxima probable aplicada", los autores sostienen que las limitaciones del Código no deben ser consideradas. ¿Debería o debe un ingeniero especializado prever usos y cargas más allá de las especificaciones proporcionadas por el equipo de diseño del propietario?

El Código Internacional de Construcción de 2012 (IBC)<sup>10</sup> requiere que una estructura de estacionamiento restringida a vehículos de pasajeros esté diseñada para una carga uniforme de 40 lb/ft<sup>2</sup> y una sola carga concentrada de 3000 lb en un área de 20 plg<sup>2</sup> para simular un gato (Nota A, Tabla 1607.1). Además, el IBC de 2012 introdujo disposiciones especiales para estructuras de estacionamiento con vehículos pesados que exigían que la carga de vehículos de pasajeros privados no estuviera destinada a vehículos que superaran una clasificación de peso bruto vehicular (GVWR "gross vehicle weight rating") de 10,000 lb. Si el uso previsto de la estructura de estacionamiento incluye la carga de vehículos pesados, se debe especificar la carga pesada.

## Tres Fallas de Bordes Reportadas

En la opinión de consenso de los abajo firmantes, las fallas en la Estructura A y la Estructura B en Cherokee, NC, fueron causadas por la sobrecarga repetida de los DT durante varios años.



**Fig.2: Manchas de agua en un borde agrietado en la Estructura B**

Los registros de las compañías de camiones de auxilio locales mostraron que los vehículos de remolque con sobrepeso ingresaban y transitaban por las estructuras de estacionamiento cada 3 a 5 días, en promedio. El panel de arbitraje no encontró ningún defecto o deficiencia en los DT reforzados con mallas CFRP. La única falla encontrada por el panel de arbitraje por parte del subcontratista de prefabricados fue no revelar las limitaciones inherentes a los criterios de diseño especificados por Reigstad and Associates como ingeniero de registro, que hacía referencia a la carga uniforme de 40 lb/ft<sup>2</sup> / carga concentrada de 3000 lb del IBC11 de 2006 al propietario en el momento de entrega. El mismo subcontratista de prefabricados previamente había fabricado y erigido DT para el mismo propietario, diseñado para el IBC anterior a 2003, que requería una carga uniforme de 50 lb/ft<sup>2</sup>. El panel de arbitraje también encontró, sin embargo, que el propietario ignoró las advertencias posteriores sobre vehículos con sobrepeso (incluso los entregados posteriormente por los Reigstads) que en algunos casos fueron transmitidos años antes de las fallas.

En el artículo de CI, los autores describen las fallas en el estacionamiento de la Estructura A y la Estructura B. La falla inmediata en la Estructura A se identificó correctamente como resultado de una sobrecarga del eje 4.5 veces la carga concentrada requerida por el código. No se menciona el patrón de sobrecargas continuas que experimentaron ambas estructuras de estacionamiento antes de las fallas. Además, no se menciona el agrietamiento de larga existencia, evidenciado por las manchas de agua en otra ala agrietada en la Estructura B que se muestra en la Fig.2.

El óxido y la corrosión en las superficies de las conexiones de los bordes en los remanentes de las soldaduras en la ubicación de la segunda falla proporcionan una clara evidencia de que los conectores borde-a-borde se han roto durante mucho tiempo y no se han reparado.

Estas sobrecargas en la Estructura B continuaron permitidas incluso después de la falla en la Estructura A, y las advertencias y directivas explícitas de Reigstad y otros para que dejaran de someter de inmediato las rampas ya dañadas en la Estructura B a estas sobrecargas llevaron directa e inevitablemente a la segunda falla. Un video de vigilancia muestra estos vehículos pesados transitando por las ubicaciones de la falla con y sin vehículos levantados a remolque al menos dos veces en los 3 días anteriores a la segunda falla. Estos hechos no fueron revelados por los autores.

La Figura 3 muestra la condición de la rampa de velocidad donde ocurrió la falla de la Estructura B, mucho antes de la falla. El agrietamiento del borde es evidente, así como el daño visible en la conexión borde-a-borde.

Los autores también especulan sobre la causa de la falla en la estructura de estacionamiento de Vulcan. La evidencia visual



**Fig.3: Grietas y daños en la rampa de velocidad en la Estructura B (Nota: esta fotografía muestra una sección diferente de la rampa de velocidad que la ubicación de la falla final, pero la condición representada es ilustrativa).**

disponible indica que esto no fue un fallo repentino sin previo aviso. Hay evidencia de manchas de agua y desgaste en la ubicación de la grieta, lo que sugiere que la grieta existía mucho antes de la falla. La extensión de la grieta es mayor de 40 pies, lo que indica que el área de influencia para resistir cargas concentradas es mayor que el ángulo de 45 o 60 grados asumido por los autores.

## Respuesta al Análisis de los Autores

Los autores confían en ACI 440.1R, una guía para barras de FRP, para evaluar la resistencia de la malla de CFRP y los factores de reducción de resistencia apropiados para el material de refuerzo. Sin embargo, 440.1R establece que la malla CFRP no está cubierta por el documento, y la investigación muestra que los estándares incluidos en la guía ACI 440.1R no son aplicables. La conclusión de la investigación es diferente para la matriz de múltiples fibras a lo largo del borde. El uso de un factor de reducción de resistencia de 0.75, el mismo que para el comportamiento de corte (Sección 21.2 en ACI 318-14), se ve reforzado por la reciente decisión de la Asociación Estadounidense de Oficiales de Transporte de Carreteras Estatales (AASHTO "American Association of State Highway Transportation Officials") de usar ese valor para CFRP en su especificación de diseño de puentes.<sup>12</sup>

## El lado de la carga en la ecuación

El antiguo supuesto de ángulo de influencia de 45 grados ha sido reemplazado por una pendiente más realista de 3:1 en la octava edición del PCA Manual<sup>13</sup> y en Estructuras de estacionamiento de concreto prefabricado: práctica recomendada para diseño y construcción.<sup>14</sup> Además, se describieron las pruebas de carga de la Estructura A con las conexiones de los bordes retirados y en las secciones agrietadas para demostrar que el diseño del borde cumple con los requisitos del código.

## Demanda de Ductilidad

La descripción de la tolerancia por exceso de resistencia se analiza anteriormente. No es un requisito del Código que todo comportamiento del concreto deba resultar en una falla dúctil.

## Resiliencia de los Diseños Estándar

La afirmación de que los límites del código no son importantes si algo más pesado pudiera ingresar a la estructura del estacionamiento es refutada por las disposiciones del IBC de 2018.<sup>15</sup> Las disposiciones dejan en claro que, si un vehículo con GVWR superior a 10,000 lb debe ingresar a la estructura, entonces no se deben utilizar los criterios de carga del vehículo de pasajeros. Se ha demostrado mediante pruebas que el borde diseñado con malla de CFRP puede soportar las cargas concentradas y uniformes prescritas por el código como voladizo. Cuando la conexión borde-a-borde se mantienen e intactas, la resistencia de reserva aumenta aún más.

Los eventos de falla muestran que el diseño del borde de CFRP puede soportar sobrecargas repetidas y severas antes de fallar, pero la reserva no puede ser razonablemente ilimitada cuando se somete a sobrecargas repetidas y persistentes, especialmente después de que las fisuras evidentes durante años han advertido del efecto de estas sobrecargas repetidas y persistentes. sobrecargas y tiene conectores de borde-a-borde rotos o dañados.

### Aprobaciones Necesarias para nuevos sistemas

Los fabricantes de DT que utilizan CFRP para el refuerzo de bordes no han ocultado este sistema a los propietarios, contratistas, arquitectos o ingenieros. Han promovido activamente el sistema como un medio para evitar el desarrollo de corrosión en las estructuras. En la mayoría de los casos, el diseño detallado de la estructura se delega en el fabricante o en su ingeniero consultor especializado, y luego ese diseño detallado se envía al ingeniero estructural (SER "structural engineer of record") para su revisión y aprobación. El subcontratista de prefabricados y el ingeniero especialista, como subsidiario de un subcontratista, no tienen la relación directa con el funcionario de construcción o autoridad competente que la SER. Si existe alguna duda sobre un diseño delegado conforme a las condiciones de la licencia de construcción, en opinión de estos autores, es responsabilidad de la SER plantear esa cuestión y determinar los pasos necesarios para asegurar la conformidad. Existe una amplia evidencia de pruebas y experiencia para obtener las aprobaciones necesarias.

## Conclusión

Los bordes soldados de los DT utilizados en las estructuras de estacionamiento referenciadas se diseñaron de acuerdo con las cargas especificadas por los códigos. La falla se debió a la severa sobrecarga y el uso de vehículos de rescate, además de la falla de las conexiones de los bordes por corrosión y falta de mantenimiento. actualmente, el Código no requiere que todas las losas no pre-esforzadas cumplan con la capacidad de agrietamiento con el diseño de poco acero, y hacerlo aumentaría drásticamente el área de refuerzo en la mayoría de las losas. La práctica general no requiere que cada inserto, accesorio o característica no mencionada en el código esté sujeto a una revisión obligatoria por parte del funcionario drásticamente el área de refuerzo en la mayoría de las losas.

La práctica general no requiere que cada inserto, accesorio o característica no mencionada en el código esté sujeto a una revisión obligatoria por parte del funcionario de la construcción cuando el SER puede tomar una determinación sobre si dicha presentación está justificada o no. Aunque ACI 440.1R actualmente excluye las mallas de CFRP, el Comité 440 de ACI, Refuerzo de polímero reforzado con fibra, ha informado que hay un comité que está trabajando activamente para establecer estándares que aborden las propiedades únicas de las mallas de CFRP. El Código ya incluye disposiciones para vehículos pesados en estructuras de estacionamiento, y la SER y el equipo de diseño del propietario deben informar al cliente sobre estas limitaciones y aumentar el alcance y el costo de la instalación si se desea una carga más pesada.

## Referencias

1. Comité 318 de ACI, “Requisitos del código de construcción para concreto estructural (ACI 318-14) y comentario (ACI 318R-14)”, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2014, 519 págs.
2. Wagenbach, C.; Huevel, S.; Colclasure, D.; Broadway, A.; y Harmon, T., “Pruebas de bordes en doble T reforzadas con C-GRID sometidas a carga concentrada”, Informe del Comité Técnico de AltusGroup No. 7.1, 14 págs.
3. Comité ACI 440, “Guía para el diseño y construcción de concreto estructural reforzado con barras de polímero reforzado con fibra (FRP) (ACI 440.1R-15)”, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2015, 83 págs.
4. Comité ACI 440, “Informe sobre el refuerzo de polímeros reforzados con fibra (FRP) para estructuras de concreto (ACI 440R-07)”, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2007, 100 págs.
5. Botros, A.W.; Lucier, G.; Rizkalla, S.H.; y Gleich, H., “Comportamiento de Bordos de Doble T Libres y Conectadas Reforzadas con FRP”, PCI Journal, V. 61, No. 5, septiembre-octubre. 2016, págs. 49-68.
6. Comité ACI 437, “Pruebas de carga de estructuras de concreto: métodos, magnitud, protocolos y criterios de aceptación (ACI 437.1R-07)”, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2007, 38 págs.
7. Lunn, D.; Lucier, G.; Rizkalla, S.; Cleland, N.; y Gleich, H., “Nueva generación de dobles T de concreto prefabricado reforzadas con malla de polímero reforzado con fibra de carbono”, PCI Journal, V. 60, No. 4, julio-agosto. 2015, págs. 37-48.
8. Comité ACI 318, “Requisitos del código de construcción para concreto estructural (ACI 318-11) y comentario”, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2011, 503 págs.
9. Comité ACI 440, “Guía para el diseño y construcción de concreto estructural reforzado con barras de FRP (ACI 440.1R-06)”, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2006, 44 págs.
10. “2012 International Building Code (IBC)”, primera edición, International Code Council, Inc., Washington, DC, 2011, 694 págs.
11. “2006 International Building Code (IBC)”, primera edición, International Code Council, Inc., Washington, DC, 2006, 666 págs.
12. “Especificaciones de la guía para el diseño de vigas de puentes de concreto pretensados con sistemas de polímero reforzado con fibra de carbono (CFRP)”, primera edición, Asociación Estadounidense de Oficiales Estatales de Carreteras y Transporte, Washington, DC, 2018, 71 págs.
13. “Manual de diseño de PCI: concreto prefabricado y pretensado (MNL-120-17)”, octava edición, Instituto de concreto prefabricado / pretensado, Chicago, IL, 2017, 886 págs.
14. “Estructuras de estacionamiento de concreto prefabricado pretensado: práctica recomendada para el diseño y la construcción (MNL-129-15)”, tercera edición, Instituto de concreto prefabricado / pretensado, Chicago, IL, 2015, 160 págs.
15. “2018 International Building Code (IBC)”, primera edición, International Code Council, Inc., Washington, DC, 2017, 726 págs.

Seleccionado para el interés del lector por los editores después de la evaluación y recomendación de un experto independiente

**Ned M. Cleland**, FACI, es propietario y director de Blue Ridge Design, Inc., Winchester, VA. Es un miembro anterior del Comité ACI 318, Código de construcción de concreto estructural, y se desempeña como consultor de AltusGroup, Inc., Greenville, SC.

**Sami H. Rizkalla**, FACI, es profesor emérito distinguido de ingeniería civil y construcción en la Universidad Estatal de Carolina del Norte, Raleigh, NC; ex Director del Laboratorio de Instalaciones Construidas de dicha institución; ex presidente del Comité ACI 440, Refuerzo de polímero reforzado con fibra; y consultor de AltusGroup, Inc. Fue el investigador principal de varios estudios sobre la cuadrícula CFRP y reforzado CFRP de doble T.

**Mark E. Patton**, miembro de ACI, es propietario de Mark E. Patton, Ltd Materials Consultants y miembro del Precast / Prestressed Concrete Institute, la American Society of Civil Engineers y ASTM International. Fue investigador principal de estudios sobre dobles-T reforzadas con malla CFRP y paneles arquitectónicos para un elemento de AltusGroup, Inc.

## Cierre de los Autores

Para citar una discusión anterior de Lunn et al., 1 “Los autores de 'Nueva generación de doble T prefabricados de concreto reforzados con malla de polímero reforzado con fibra de carbono' todavía no lo entienden” 2.

La declaración de apertura de los escritores con respecto a nuestro artículo<sup>3</sup> es extraña. Nuestra participación en los proyectos temáticos se señaló en la primera página del artículo original de Concrete International. También es extraña la falta de información completa por parte de los escritores sobre las mallas de polímero reforzado con fibra de carbono (CFRP) que se utiliza en el concreto prefabricado. Durante los últimos 10 años, dos de los tres escritores han sido consultores pagados de AltusGroup, Inc., Greenville, SC, que es una organización comercial que controla el material de la malla CFRP llamado C-GRID®. Parece que los escritores son defensores y no expertos.

Los ingenieros solo defenderán la seguridad, la salud y el bienestar del público (sección I. Cánones fundamentales en la referencia 4). Bajo ese deber primordial, todos los ingenieros estructurales deben exigir que las estructuras seguras fallen en el momento de una sobrecarga original. ¿Las estructuras descritas se considerarían alguna vez estructuras seguras con las afirmaciones de los escritores? Un día, una estructura ve una carga mayor que el código prescrito. Si más tarde (ya sea un día, una semana, un mes, un año o 5 años en adelante), esa misma estructura falla con una carga menor que la prescrita por el código, es nuestra opinión que este tipo de estructura nunca se aprobaría y sería ser considerado peligroso. Parece que los defensores de este producto claramente no entendieron ni comprenden los fundamentos del diseño estructural seguro.

Según nuestro conocimiento, las estructuras de estacionamiento cero se han construido con bordes prefabricadas de doble T (DT) reforzadas con malla de CFRP desde la primera falla, y el producto de malla de CFRP para bordes DT ya no se comercializa para este uso. Al menos uno de los escritores estuvo involucrado de cerca con lo siguiente: Varias estructuras de estacionamiento en la Commonwealth de Virginia construidas con bordes DT reforzadas con malla CFRP

se están modificando con un sistema de ranuras reforzado / con lechada de acero inoxidable. Este sistema se está instalando, sin costo para el propietario, luego de las discusiones entre los contratistas originales, los propietarios de la estructura y los consultores estructurales de los propietarios. El concepto del sistema de refuerzo con conexiones de placas fue diseñado por un consultor estructural independiente contratado por los contratistas de estructuras de estacionamiento, y fue revisado y aprobado por la División de Ingeniería y Edificios del Commonwealth.

Al menos uno de los escritores también es consciente de que otras estructuras de estacionamiento reforzadas con malla CFRP se han modificado, están en proceso de modificación o pronto se modificarán de manera similar sin costo para el propietario: tres en Charlotte, NC; uno en Pikeville, KY; uno en California, PA; y uno en Atlanta, GA. No participamos en decisiones de modificación distintas de las dos primeras discutidas en el artículo original.

## Código ACI 318

En nuestra opinión, es más que probable que las continuas referencias de los escritores al Código ACI 318 sea lo que metió a los escritores en este lío. El acero y el refuerzo de carbono no tienen propiedades materiales similares; este hecho es una verdad aceptada por todos los expertos de la industria. Todas las afirmaciones de los escritores que hacen referencia a ACI 318 están completamente mal utilizadas. ACI 318-14, Disposición 20.1.1,<sup>5</sup> establece:

“Este capítulo se aplicará al refuerzo de acero y regirá (a) hasta (c):

- (a) Propiedades del material
- (b) Propiedades que se utilizarán para el diseño
- (c) Requisitos de durabilidad, incluidos los requisitos mínimos de cobertura especificados ”.

La disposición de comentario R20.1.1 también establece: “El refuerzo de polímero reforzado con fibra (FRP) no se aborda en este Código. El Comité ACI 440<sup>6</sup> ha desarrollado pautas para el uso de refuerzo de FRP (ACI 440.1R y 440.2R)”. Por lo tanto, el código ACI 318 no se utilizará para FRP, que incluye la cuadrícula CFRP.

La selección continua de los escritores con respecto a las referencias a los estándares ACI 318 demuestra una falta total de comprensión fundamental de las propiedades de los materiales. El concreto reforzado con acero se utilizó mucho antes de que se considerara siquiera el Código ACI 318; Todo el Código ACI 318 fue y está escrito para concreto reforzado con acero debido a su historial de desempeño, la disponibilidad de muchos miles de pruebas y modelos confiables para análisis.

Las recomendaciones de los documentos del Comité ACI 440 son claramente diferentes debido a la naturaleza frágil del refuerzo de FRP / CFRP. Por ejemplo, ACI 440R-076 no permite al diseñador un alivio del refuerzo excesivo.

Para citar la respuesta de dos de los escritores de una discusión de Lunn et al.,<sup>1</sup> "Actualmente, ACI 318-14 no considera el diseño de miembros de concreto reforzado utilizando material de polímero reforzado con fibra (FRP) y sus propiedades únicas". Lunn et al.<sup>1</sup> también afirma: "Sin embargo, se cree que el refuerzo de la red de CFRP tiene una distribución uniforme del refuerzo y la falla de una fibra no resultará en una falla global". Hasta donde sabemos, esta "creencia" se ha establecido sin verificar datos. Si los datos existen, deberían haber sido presentados.

Basta con leer Lunn et al.,<sup>1</sup> con lo que los escritores no pueden afirmar que no están familiarizados, para entender "... lo que los autores afirman que fueron fallas frágiles". Los bordes en las muestras de prueba descritas en Lunn et al.<sup>1</sup> eran aparentemente idénticas a las de una de las estructuras de estacionamiento en el complejo Harrah's Cherokee Resort (Estructura A en nuestro artículo). En esas pruebas, los bordes fallaron en el primer agrietamiento, con bordes enteros cayendo completamente libres de los miembros de soporte. Este es el mismo modo de falla que se observaría en el concreto no reforzado. Los elementos de concreto no reforzado en flexión, que no sean algunas losas a nivel, no están permitidos bajo ningún Código ACI reciente; consulte ACI 318-19, Disposición 14.1.3.7

Hasta donde sabemos, nunca se ha observado una falla similar en un bordo reforzado con acero. Se pueden encontrar casos de fallas locales en las que algunos cables en refuerzo de malla electrosoldada (WWR- welded-wire reinforcement) se fracturó y cayeron pequeñas áreas de ala, pero no cayó ninguna ala completa. Las estructuras de estacionamiento del complejo turístico reemplazaron una estructura anterior que tenía refuerzo de acero (WWR) en los bordes DT. Esa estructura sirvió durante aproximadamente 9 años bajo las mismas condiciones de carga que las estructuras con refuerzo de borde de CFRP, sin fallas ni averías graves.

## Figura 1

Basado en el título de la Fig. 1 de la respuesta de los escritores a nuestro artículo (Fig. 12 en Wagenbach et al.<sup>8</sup>), la figura muestra una curva de carga-desplazamiento para losa reforzada con malla CFRP ensayada en flexión. Sin embargo, el título original de esa figura dice: "PBM 12 'doble T – Carga vs desplazamiento: carga hidráulica, C11000 @ 1.0 plg. Cubierta".<sup>8</sup>

El informe describe las pruebas de dos miembros DT con bordes de 2.5 plg. de espesor. Uno tenía fibra de CFRP C11000 con una cobertura de 1,0 pulgadas y una cobertura de 0,5 pulgadas en las dos mitades del elemento. El otro tenía fibra C5500 con las mismas dos cubiertas. No se proporciona el espaciado de las fibras y no se describe el CFRP C11000. Según otros informes, la cadena C5500 ahora está etiquetada como C50, la cadena utilizada en las dos estructuras del complejo. El C11000 es presumiblemente el doble del área del C5500, pero eso es especulación. La carga fue carga concentrada única aplicada cerca del borde de un borde, alejada de los extremos de la muestra. La foto del área de falla muestra claramente una falla principalmente por cortante.

## Ductilidad

Contrariamente a algunas afirmaciones en la respuesta de los escritores a nuestro artículo, existe una expectativa general de cierta ductilidad en todos los elementos de flexión de concreto armado y pretensado. Los requisitos mínimos de refuerzo, aunque no siempre son adecuados para losas en el actual Código ACI 318, proporcionan una de las comprobaciones. Si se rastrea el origen de los requisitos mínimos de refuerzo de la losa, que han existido desde al menos 1936, se encontrará que este refuerzo condujo a que la capacidad de momento nominal excediera el momento de fisuración por un pequeño margen hasta que los concretos fueran algo más fuertes que aproximadamente 4500 psi de resistencia a la compresión entró en uso general. Hasta donde sabemos, nunca se realizaron comprobaciones del refuerzo mínimo en los bordes reforzados con CFRP. Una oración en la Introducción de ACI 440.1R-069 dice: "Los procedimientos de diseño deben tener en cuenta la falta de ductilidad en los miembros estructurales de concreto reforzados con barras de FRP". La misma advertencia debe aplicarse al refuerzo de malla CFRP. También se incluye una advertencia en las hojas de datos técnicos de C-GRID: "Nota de uso de la aplicación: C-GRID® sigue siendo un material relativamente nuevo sin un historial de rendimiento extenso de los materiales de construcción tradicionales. Las propiedades informadas son valores promedio, no valores de diseño. Las estructuras y aplicaciones que utilizan C-GRID® deben diseñarse utilizando factores de seguridad apropiados o factores de reducción de carga y resistencia. Todas las aplicaciones que utilizan C-GRID®, incluidas las estructuras críticas de seguridad vital y con clasificación contra incendios, deben ser diseñadas y revisadas por un ingeniero autorizado con experiencia en material FRP". 10-12

ACI 318-19 requiere que la deformación por tensión en la capa extrema de refuerzo de acero iguale o exceda la deformación de fluencia +0.003 si  $\phi$  se toma 0.9 en el cálculo de Mu. Los valores más pequeños de deformación del acero conducen a valores reducidos de  $\phi$  en vigas y columnas. Este es un requisito muy claro para la ductilidad medible.

ACI 440.1R-069 estaba vigente cuando se diseñaron las estructuras de estacionamiento del complejo. Los escritores descartan esto como no relevante para el refuerzo de CFRP tipo malla. Esto sería comparable a afirmar que los principios generales de diseño del concreto armado no se aplican a losas con WWR porque hay varios alambres estrechamente espaciados en lugar de barras lejanas más grandes. La principal diferencia que es evidente entre los alambres de la malla de CFRP y la barra de FRP habitual es que los alambres de la malla de CFRP son muy suaves, mientras que las barras de FRP a menudo tienen rugosidad superficial significativa y, por tanto, mejor capacidad de unión. ACI 440.1R proporcionó una guía general, y afirmamos que puede ser ignorado bajo su propio riesgo. En al menos dos casos, coeficientes dados en ACI 440.1R que están relacionados con el cálculo de la capacidad de momento confiable fueron reemplazados por valores mayores. ACI 440.1R no parece excluir explícitamente mallas de CFRP. Una descripción física de alambre de una malla CFRP coincide con la definición de una "barra, FRP" contenida en ACI 440.1R. No hay restricciones de tamaño de barra, ni existe un requisito para superficies rugosas.

Los escritores descartan la falla de los dos bordes en las estructuras de estacionamiento del complejo turístico como debido enteramente a las sobrecargas causadas por las grúas. Sea como fuere, no se conocen fallas de los bordes DT reforzadas con acero en las que cayeron bordes enteros, como sucedió en ambas estructuras del complejo. Con factores de ductilidad y seguridad, las grúas que ingresan a las estructuras de estacionamiento no están causando fallas en todo el país. Los escritores afirman que los "registros" indican que los vehículos de remolque con sobrepeso ingresaron a las estructuras de estacionamiento en el Harrah's Cherokee Resort en promedio cada 3 a 5 días. Esa afirmación es simplemente falsa. El testimonio bajo juramento del propietario de la empresa con los únicos "registros" de las empresas de demolición locales muestra que una grúa de 11,400 libras ingresó a las estructuras de estacionamiento en el resort un total de nueve veces en todo 2014.<sup>13</sup>

Si se toman las capacidades de momento de falla dadas en Lunn et al.<sup>1</sup> y los factores de distribución de carga utilizados por los escritores, la grúa en cuestión no debería haber causado la primera falla.

La sobrecarga de la grúa no se puede aplicar al Vulcan estructura de estacionamiento (Estructura C en nuestro artículo). El propietario cree que ninguna grúa estuvo nunca en la estructura. Estamos de acuerdo que había grietas preexistentes, incluida al menos una en un video que muestra la falla. La falla ocurrió bajo un minivan que probablemente tenía una carga en el eje delantero de aproximadamente 3,000 lb, o cargas de dos ruedas de aproximadamente 1,500 lb, cada una con una separación de aproximadamente 5 pies. El CFRP resistente a la corrosión en la sección agrietada claramente no podía proporcionar suficiente resistencia para una carga que, los escritores seguramente deben estar de acuerdo, era menos que cualquier diseño razonable de carga. Gran parte del borde cayó, demostrando un "Descompensación", que se ha afirmado que es imposible en Lunn et al.<sup>1</sup>

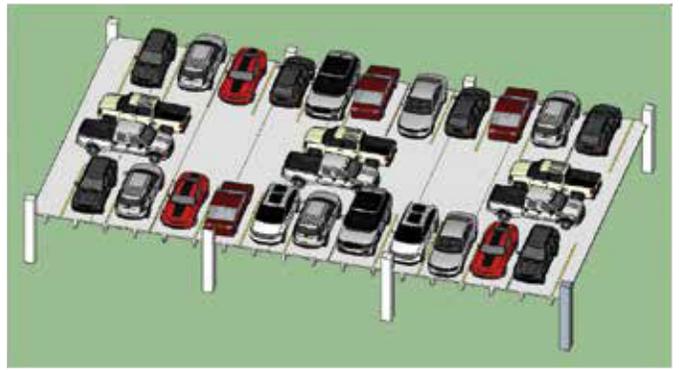
## CFRP vs Acero de Refuerzo

Los escritores afirman un rendimiento de fatiga superior de CFRP en relación con el acero, pero eso se basa en muy pocos datos. Estamos consciente de una publicación de Harmon<sup>14</sup> donde fibras, algo similar a los de las estructuras del complejo, fueron sometido a pruebas de fatiga. Las fibras individuales se probaron en el aire, y se ensayaron elementos de losa con refuerzo de malla de CFRP. La descripción del material es: "Se probaron dos tipos de C-GRID, C5500-AX1 en la dirección de deformación y C5500-EX1 en la dirección de relleno".<sup>14</sup> La designación actual de C5500 es C50, pero un "\*" en la tabla que describe el equivalente de C5500-EX1 en ese momento conduce a: "\*" Estas mallas se utilizan típicamente para reforzar productos de doble T e incluyen fibra de vidrio longitudinales de sacrificio espaciados entre las fibras de carbono".<sup>14</sup> Las alambres de "deformación" son las longitudinales en un rollo de material de malla y las alambres de "relleno" son transversales al rollo. Una foto de una muestra de prueba de tensión muestra alambres de CFRP en ambas direcciones, por lo que aparentemente es del material C5500-AX1. La cuadrícula en las estructuras del complejo tenía CFRP como refuerzo en la dirección del ala (relleno) y áreas pequeñas de GFRP en la dirección longitudinal del tramo (deformación). Harmon<sup>14</sup> incluye una tabla que enumera 25 pruebas de fatiga de cada tipo de material de alambre descubierto. También

enumera seis pruebas de fatiga de muestras de losas de 3.25 plg de espesor y nueve de losas de 2.0 plg de espesor. Ninguno de estos números coincide con el número de puntos de datos que se muestran en los gráficos. Ninguna prueba superó el millón de ciclos, mientras que el doble de ese número parece ser el mínimo requerido para comprender las muestras de fatiga del acero. Además, no se dieron las cargas aplicadas durante la prueba. Los resultados se informaron en términos de porcentajes de la resistencia promedio de algunas muestras ensayadas estáticamente, generalmente con una dispersión significativa. Por tanto, no es posible realizar una evaluación independiente de los resultados de la prueba en términos de tensiones calculadas.

## Distribución de carga

Los escritores afirman que la distribución de carga 3I dada por la octava edición del PCI Manual de diseño<sup>15</sup> es razonable. Esto se basa en hechos que no conocemos. Las pruebas de bordes reforzados con acero bajo cargas únicas concentradas conducen a patrones de grietas que se extienden a aproximadamente 60 grados (aproximadamente 1,75l) — considerablemente menos. Un análisis elástico sugiere que una extensión de 45 grados (1l) es apropiada. Esta carga representa un monociclo, no los vehículos de cuatro ruedas comunes en las estructuras de estacionamiento. En la extensión de 3l, el ancho en un borde típico es suficiente para contener al menos cargas de cuatro y quizás seis ruedas espaciadas a 5, 3, 5, 3 y 5 pies. El título de ASCE 7-16,<sup>16</sup> la fuente de la carga de 3-kip, comienza como “Cargas Mínimas de Diseño...” [énfasis agregado] con una clara implicación de que se supone que el diseñador debe pensar en lo que sucede en la estructura bajo consideración. El comentario de ASCE 7 menciona un vehículo de 10,000lb, que obviamente podría aplicar cuatro cargas concentradas de 2,500 lb cada una, o quizás dos en algún lugar en el rango de 2,500 a 3,000 lb cada una. En un total no sigue, el comentario utiliza este vehículo para justificar que la carga única de 3,000 lb se incremente desde algún valor anterior más bajo. Los elementos del comité responsable de la norma aparentemente desconocen los vehículos de cuatro ruedas o que a menudo aparecen uno al lado del otro. Consulte la Fig. A para ver una disposición hipotética pero razonable de vehículos en una estructura de estacionamiento de 60 pies y estacionamiento a 90 grados. Uno puede imaginar fácilmente una situación con cargas de ocho ruedas en la línea de unión entre bordes adyacentes.



**Fig. A: Esquema de vehículos estacionados, entrando y saliendo de una estructura de estacionamiento**

cuadrícula de CFRP debería haberse presentado al funcionario de la construcción para su revisión. Ese funcionario de la construcción también testificó, después de estudiar el producto CRFP, que lo habría rechazado.<sup>17</sup>

## Resistente al fuego

Se requiere una resistencia al fuego específica en algunas estructuras, incluida la Estructura B del estacionamiento del complejo. Una prueba de incendio estándar tiene tres criterios de falla para las losas:

- (1) El aumento de temperatura en el lado no expuesto no puede exceder un promedio de 250 °F, o 325 °F en cualquier punto, al final del tiempo requerido;
- (2) Sin falla estructural; y
- (3) Sin transmisión de llamas o gases calientes a través del miembro.

En muchas estructuras reforzadas con acero, el primer criterio rige y a menudo establece el espesor mínimo de la losa. El tercero casi nunca es un factor en las estructuras de concreto armado. La Estructura B del estacionamiento del complejo tenía un requisito de resistencia al fuego de 2 horas. Por qué los bordes tenían un grosor de 4.75 plg es un tema de especulación.

Otros habían estudiado la resistencia al fuego, pero se pasó por alto un aspecto importante del comportamiento. La propia fibra de carbono aparentemente es bastante tolerante con las temperaturas alcanzadas. Sin embargo, el epóxido que une las fibras individuales en una fibra es mucho menos tolerante al calor, como se indica en el siguiente párrafo. La primera oración de la Sección 3.4 de ACI 440.1R-06 dice: "No se recomienda el uso de refuerzo de FRP para estructuras en las que la resistencia al fuego es esencial para mantener la integridad estructural".

**Tabla 1:****Temperaturas en bordes DT a nivel de CFRP**

Borde espesor, plg.	Cubierta de la fibra de CFRP, plg.	Material del Concreto	Temperatura, en la fibra CFRP, °F		Tiempo hasta 200 °F en la fibra de CFRP, minuto:a
			Después de 2 horas	Después de 1 hora	
4.75	4.0	Semi- ligero	250	—	90
3.875	3.125	Semi- ligero	320	—	55
3.5	2.75	Normal, Caliza	—	300	30

ASTM A882 / A882M, "Especificación estándar para fibras de pretensado de siete alambres recubiertas con epóxido", tiene una prueba que involucra la temperatura contra la capacidad de unión, y existen varios requisitos y advertencias sobre no comenzar la prueba si la temperatura de la muestra es superior a 150 °F. Parece que se espera que la falla de unión se alcance antes de que la temperatura sea de 190 °F. Una nota en esta especificación dice:

"Nota 1 - A temperaturas superiores a 165 °F [74 °C], el epóxido actualmente disponible comienza a ablandarse y pierde su capacidad de transferir pretensado de la fibra al concreto por adherencia. A 200 °F [93 °C] prácticamente se perderá toda la capacidad de transferencia".

La temperatura de 200 °F se alcanzará en la hebra de CFRP en mucho menos de 1 hora para el borde de 3,5 plg y menos de 2 horas para el borde de 4,75 plg. Esta observación se basa en los gráficos de ACI 216.1-07 / TMS-0216-07, 18 que estaban vigentes en el momento en que se diseñaron estas estructuras. La Tabla 1 tiene más información, incluido un tercer caso del que tenemos conocimiento. Los números son aproximados ya que se leyeron en gráficos, pero ilustran claramente el problema. Ninguna de estas temperaturas sería problemática para el refuerzo de acero.

Una vez que el epóxido alcanza aproximadamente 200 °F, pierde casi toda su resistencia y la malla de CFRP pierde toda la capacidad de unión. El único anclaje disponible lo proporcionan los ganchos en los extremos de las mallas. La situación estructural se vuelve entonces comparable a un miembro postensado no adherido con tendones en conductos sin fricción. En tales elementos, tiende a formarse una sola grieta grande en el punto de momento máximo, y toda la fibra está sujeta a un esfuerzo de tracción uniforme según sea necesario para el equilibrio si es capaz de resistir la fuerza requerida. La foto en la Fig. B muestra el estado colapsado final de una muestra representativa de bordes DT con refuerzo de malla de CFRP probado contra fuego según ASTM E119, "Métodos de prueba estándar para pruebas de fuego de materiales y construcción de edificios".

La geometría es muy similar a la Estructura A del estacionamiento del complejo turístico en términos de grosor y longitud del ala. El refuerzo era las mismas fibras C50, pero el espacio era de 3,2 plg, mientras que el espacio era de 2,7 plg en las estructuras del complejo. Se probaron dos miembros de una sola T, con los conectores de borde apropiados uniendo los bordes adyacentes. El Concreto estaba compuesto por agregados calizos. Esta es la única prueba de fuego de un elemento reforzado con CFRP que conocemos.

La prueba se describe en la Referencia 19. A los 58 minutos de la prueba, la temperatura en dos termopares excedió el límite de aumento de temperatura de 325 °F en el lado no expuesto de los bordes. La prueba se terminó a los 60 minutos, ya los 63 minutos y 55 segundos, los dos bordes interiores se colapsaron completamente en el horno. Una corrección matemática del tiempo de prueba, basada en el contenido de humedad inicial del concreto, dio como resultado una duración de la prueba de 60 minutos, es decir, 1 hora.

## Conectores de brinda

Los escritores gastan bastantes palabras discutiendo problemas con los conectores de borde. Quizás debería recordarse que los dispositivos de conector de borde fueron



**Fig. B:** Foto de la pág. B-3 de la referencia 19. El título original dice: "Carga colapsada a los 3 minutos y 55 segundos después de que finaliza la exposición al fuego"

seleccionados e instalados por el fabricante de DT, a quien representan de una forma u otra. El material del taco y los procedimientos de soldadura fueron especificados por el fabricante, o al menos deberían haberlo sido.

## Prueba de sobrecarga

En relación con la considerable redacción de los escritores sobre la sobrecarga y las comparaciones con las "pruebas exhaustivas", parece que existe una seria desconexión. Los informes de prueba creados por uno de los escritores dan resultados que indican una capacidad 3,7 veces mayor que la carga del servicio. Debido a que la parte del peso propio / carga muerta del borde DT de la carga de servicio nunca cambia, también se podría decir que la capacidad de prueba excedió la carga viva requerida en 7.75 veces (es decir, una carga de servicio de falla de 310 lb/ft<sup>2</sup>). Sin embargo, la mayor parte de la discusión de los escritores se centra en una sobrecarga que excede la carga uniforme mínima del código de 40 lb/ft<sup>2</sup> y una carga del gato de 3000 libras. 20-22

Las "pruebas extensivas" no parecen representar el comportamiento a lo largo del tiempo, como lo hacen las pruebas en bordes reforzadas con acero. Teniendo en cuenta los comentarios al final de la discusión de los escritores, es bastante obvio que los vehículos de recuperación ingresan rutinariamente a la mayoría de las estructuras de estacionamiento, tanto prefabricadas como colocadas en el lugar. Sin embargo, no conocemos ningún colapso de borde o losa debido al tráfico de vehículos de recuperación de cualquier estructura de estacionamiento reforzada con acero de acuerdo con el Código ACI 318.<sup>20-22</sup>

El segundo nivel de la Estructura B descrito en nuestro artículo tenía bordes reforzados con WWR. Ese nivel experimentó el mismo patrón de tráfico, incluidos los vehículos de recuperación, que el otro nivel de la estructura. Mientras que el segundo nivel de la estructura no exhibió problemas de falla o colapso de la borde, el mismo no se puede decir de los bordes reforzados con CFRP.

—William L. Gamble, Gordon H. Reigstad y Jason Reigstad

## Referencias

1. Lunn, D.; Lucier, G.; Rizkalla, S.; Cleland, N.; y Gleich, H., "Nueva generación de doble T de concreto prefabricado reforzadas con Malla de polímero reforzado con fibra de carbono", PCI Journal, V. 60, No.4, Julio-agosto 2015, págs. 37-48.

2. Gamble, W.L., Discusión de "Nueva generación de Concreto prefabricado dobles T reforzados con rejilla de polímero reforzado con fibra de carbono," PCI Journal, V.62, No. 1, enero-febrero. 2017, pág. 90.

3. Gamble, W.L.; Reigstad, G.H.; y Reigstad, J., "Fallas frágiles en Estructuras de estacionamiento prefabricadas", Concrete International, V. 41, No. 9, sept. 2019, págs. 32-39.

4. "Código de Ética para Ingenieros", Sociedad Nacional de Profesionales Ingenieros, Alexandria, VA, [www.nspe.org/resources/ethics/code-ethics](http://www.nspe.org/resources/ethics/code-ethics). Último acceso: 31 de agosto de 2020.

5. Comité ACI 318, "Requisitos del código de construcción para Concreto (ACI 318-14) y Comentario (ACI 318R-14)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2014, 519 págs.

6. Comité ACI 440, "Informe sobre polímeros reforzados con fibra (FRP) Refuerzo para estructuras de concreto (ACI 440R-07)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2007, 100 págs.

7. Comité ACI 318, "Requisitos del código de construcción para Concreto estructural (ACI 318-19) y comentario sobre el código de construcción Requisitos para concreto estructural (ACI 318R-19)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2019, 623 págs.

8. Wagenbach, C.; Huevel, S.; Colclasure, D.; Broadway, A.; y Harmon, T., "Pruebas de bordes en doble T reforzadas con C-GRID Sometido a carga concentrada", Comité Técnico de AltusGroup Informe No. 7.1, 14 págs. \*

9. Comité ACI 440, "Guía para el diseño y construcción de Concreto estructural reforzado con polímero reforzado con fibra (FRP) Barras (ACI 440.1R-06)", American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2006, 44 págs.

10. "C25 -  $\emptyset$  x 2,3, Mallas de refuerzo de fibra de carbono para estructuras de Concreto", C-GRID® reforzado, Ficha técnica, Chomarat Norteamérica, Anderson, NC, abril de 2010, 1 págs., <https://pdf.directindustry.com/pdf/chomarat/c-grid-c25-ox23/124027-524319.html>.

11. "C50 - 1.8 x 1.6, Mallas de refuerzo de fibra de carbono para Estructuras de Concreto", C-GRID® reforzado, ficha técnica, Chomarat Norteamérica, Anderson, NC, abril de 2010, 1 págs., <https://pdf.directindustry.com/pdf/chomarat/c-grid-c50-ox40/124027-524345.html>.

12. "C50 -  $\emptyset$  x 2,7, Mallas de refuerzo de fibra de carbono para Estructuras de Concreto", C-GRID® reforzado, Ficha técnica, Chomarat Norteamérica, Anderson, NC, abril de 2010, 1 págs., <https://pdf.directindustry.com/pdf/chomarat/c-grid-c50-ox27/124027-524341.html>.

13. "Tribal Casino Gaming Enterprise v. W.G. Yates & Sons Construction Company, et al.", Caso No. 01-16-0000-4761, Arbitraje, Audiencia del día 12, Informe del Tribunal de Queen City, 26 de octubre de 2017, págs. 177-224. \*

14. Harmon, T., "Resistencia a la fatiga de C-GRID utilizada como refuerzo de flexión en estructuras de Concreto", Técnico del Grupo Altus Informe del Comité No. 3.7, marzo de 2006, 13 págs.

15. "PCI Manual de diseño: Prefabricado y Concreto pretensado (MNL-120-17)", octava edición, Concreto prefabricado / pretensado Institute, Chicago, IL, 2017, 886 págs.

16. "ASCE / SEI 7 16: Cargas de diseño mínimas y criterios asociados para edificios y otras estructuras", American Society of Civil Engineers, 2017, 690 págs.

17. "Tribal Casino Gaming Enterprise v. W.G. Yates & Sons Construction Company, et al.", Caso No. 01-16-0000-4761, Arbitraje, Audiencia del día 5, informe del tribunal de Queen City, 17 de octubre de 2017, págs. 169-231. \*

18. Comité Conjunto 216 de ACI-TMS, "Requisitos del código para determinar la resistencia al fuego de ensamblajes de construcción de concreto y mampostería (ACI 216.1-07 / TMS 0216-07)", American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2007, 28 págs. \*

19. Luna, M., y Janssens, ML, "Evaluación de desempeño contra incendios del sistema de piso / techo en doble T cargado de AltusGroup, Inc. probado de acuerdo con ASTM E119-00, Métodos de prueba estándar para pruebas de fuego de materiales y construcción de edificios", Informe final, Proyecto SwRI® No. 01.10550.01.00b, Southwest Research Institute®, San Antonio, TX, marzo de 2005, 44 págs.\*

20. Lunn, D.; Lucier, G.; y Rizkalla, S., "Resistencia de doble T sin fisuras y agrietadas sometidas a carga uniforme", Informe técnico No. IS-13-08, Laboratorio de instalaciones construidas, Universidad Estatal de Carolina del Norte, Raleigh, NC, 30 de julio de 2013, 49 págs.\*

21. Lucier, G.; McEntire, J.; y Rizkalla, S., "Prueba de carga concentrada de bordes de doble T de concreto prefabricado reforzadas con malla CFRP", Informe técnico No. IS-12-20, Laboratorio de instalaciones construidas, Universidad Estatal de Carolina del Norte, Raleigh, NC, junio de 2013, 18 págs.\*

22. Lucier, G .; Walter, C .; Sumner, E .; y Rizkalla, S., "Prueba a escala completa de doble T pretensados reforzados con malla CFRP", Informe técnico No. IS-08-02, Laboratorio de instalaciones construidas, Universidad Estatal de Carolina del Norte, Raleigh, NC, julio de 2008, 45 págs. \*

\* Estas referencias se pueden encontrar en el BLOG de Nomadic Engineer, <http://thenomadicengineer.org/blog>.

Nota: Información adicional sobre las normas ASTM discutidas en este artículo se puede encontrar en [www.astm.org](http://www.astm.org).

Seleccionado para el interés del lector por los editores.

#### **Artículo 1.- Corresponde a la Sección Noroeste de México.**

*Título: Fallas frágiles en estructuras prefabricadas en estacionamientos.*



Traductor: Ing. Cristian Silva



Revisor técnico: Ing. Genaro Salinas

# EL ESTADIO DE CRICKET MÁS GRANDE DEL MUNDO.

La construcción de la más grande estructura de elementos de concreto prefabricado requirió de diseño, verificación, planeación y monitoreo a nivel micro.

Por: Ramamoorthi Eswaran, Kuppuswamy Muralidharan, Muthuvenkatraman Raghupathy, y Venkata Satya Phani Santosh Kumar.

La intrincada geometría del portico que se levanta del nivel de pódium del Estadio Motera, en Ahmedabad, India, fue definida por el intento de los arquitectos de proveer una visión de 360 grados del campo de juego desde el nivel del pódium. Localizado 12 m (39 piés) sobre el nivel de las calles aledañas, el nivel pódium funciona como una plaza elevada que permite el flujo peatonal hacia y desde el estadio hacia sus niveles bajos y la parte elevada de las tribunas, cada una con capacidad de cerca de 50,000 personas. Para garantizar la rápida entrada y salida de los espectadores al estadio, el nivel pódium tiene acceso desde el nivel de la calle mediante dos escaleras peatonales con capacidad masiva.

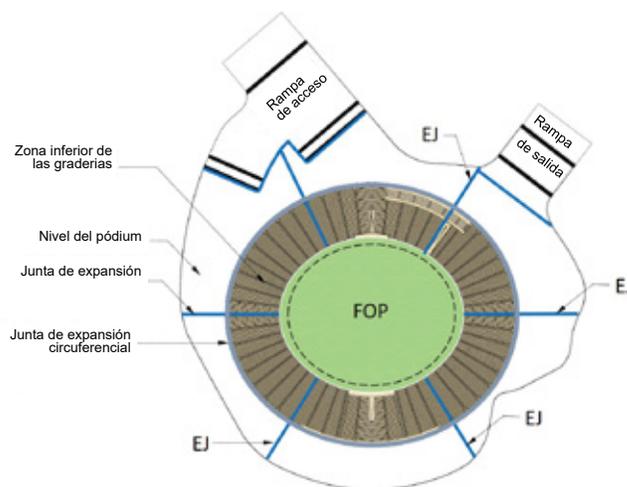
El estadio Motera fue diseñado por la empresa Australiana de arquitectura deportiva POPULOUS. Como con muchos otros estadios, la estructura del Estadio Motera es de concreto aparente. Debido a la repetición natural de los elementos estructurales en un estadio, el concreto prefabricado fue seleccionado para garantizar un proceso constructivo rápido con acabados de la más alta calidad. Durante el proceso de diseño de los elementos prefabricados, se mantuvo un fuerte énfasis en minimizar el número de elementos y juntas, lo que resultó en elementos grandes y pesados con geometrías asimétricas y complejas. Esto complicó el vaciado, transporte, manejo y erección de los elementos prefabricados de los marcos, lo que requirió del desarrollo de un innovador diseño estructural para el rigidizado de la estructura durante las distintas etapas de erección. Para cada etapa, los elementos prefabricados fueron meticulosamente revisados y analizados, diseñados y detallados para que cumplieran con estos estrictos requerimientos.

## Sistema estructural

La estructura del estadio incluye:

- Asientos en el tazón superiores e inferiores
- El nivel de pódium con las escaleras de entrada/salida de los espectadores con las debidas circulaciones así como el acceso a concesionarias y a los niveles superiores e inferiores de las graderías.
- Un nivel intermedio (sobre el nivel de piso) pero por debajo del nivel de pódium, para la instalación de los servicios sanitarios
- Escaleras de entrada y de salida al nivel superior desde el nivel de pódium

La estructura oval del estadio está dividida en seis segmentos por medio de juntas de expansión radial (Figura 1). Estas juntas de expansión igualmente aíslan las rampas del nivel pódium; de igual manera una junta de expansión periférica entre la unión del nivel de pódium y la zona inferior de las graderías, aísla también el nivel del pódium y el nivel superior de la graderías. Columnas gemelas soportan la estructura en cada lado de cada junta radial hasta el nivel pódium. En la parte mas alta de la zona superior de las graderías, vigas circunferenciales descansan en ménsulas sobre las vigas radiales primarias, resultando una condición de borde de rodillo el límite para cada una de las vigas circunferenciales en la junta radial. Las columnas de la parte superior de del tazón, tienen ménsulas cerca del nivel de pódium, con el fin de soportar las vigas radiales de la zona inferior de graderías en una condición de borde de rodillos



**Figura1. Plano de la zona inferior del tazón y del pódium. Las juntas de expansión radiales (EJ) dividen el tazón y el podio en seis segmentos, una junta de expansión circunferencial separa el tazón del podio y las juntas de expansión adicionales separan las rampas del podio**

El sistema estructural de los porticos tipo de la zona superior de las graderías despues de la discretización comprende columnas Y localizadas en los ejes circunferenciales G y H (Columnas GY y HY), espaciadas y conectadas con la viga radial en la parte superior (Las vigas radiales primarias estan etiquetadas como PRB 1A y PRB 1B) según se aprecia en las figuras 2 y 3. Cinco vigas prefabricadas de circunferencia conectan porticos adyacentes.

Debido al gran claro entre las dos vigas radiales primarias, se requirió introducir vigas radiales secundarias (SRB) para reducir los claros en las zonas de gradería (figura 3). El nivel podium incluye vigas prefabricadas radiales y de circunferencia con losas alveolares prefabricadas. El nivel superior del terreno incluye losas y vigas fabricadas in situ y vigas soportadas por columnas también coladas en el lugar. La figura 4 muestra el modelo tridimensional general del estadio (3D) sin el techo del mismo.



Figura4: Modelo informático renderizado en 3D del estadio

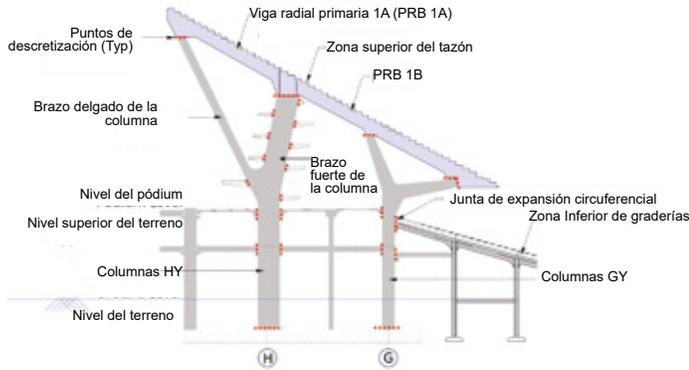


Figura 2: Una sección radial típica que muestra la estructura del estadio y los puntos de discretización en las columnas HY y GY.

El estadio tiene un techo de acero estructural que incluye cables radiales conectados a un anillo de tensión interior de cable, y a un anillo exterior a compresión en la estructura. La estructura está recubierta con una membrana consistente en tela tejida con fibra de vidrio recubierta con polytetrafluoroetileno (PTFE) estirada entre el anillo de tensión interior y el de compresión exterior. El anillo de compresión tiene miembros estructurales superior e inferior conectados con elementos en armadura y soportados por columnas en forma de V, todas fabricadas con tubos de acero. (Figura 5). La estructura de acero del techo está separada de la estructura de concreto del tazón con una junta de aislamiento en cada columna. Los esfuerzos y cargas de la estructura de acero se transfieren a columnas de concreto al nivel de podium.

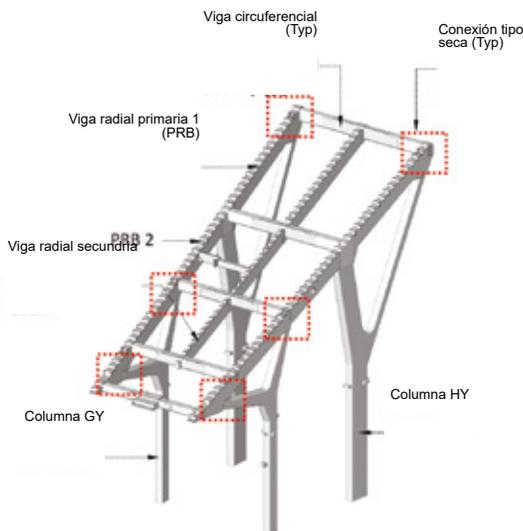


Figura 3: Vista tridimensional de una bahía típica en el cuenco superior

## Cargas de diseño

Las cargas gravitacionales (peso muerto y carga viva) que actúan en las áreas de asientos están calculadas y aplicadas como una carga equivalente y uniformemente distribuida (UDLs) tanto en las vigas de la zona superior como en las de la zona inferior de las graderías del tazón. Las cargas de viento están calculadas y aplicadas como UDLs en las vigas de las dos zonas antes mencionadas en el tazón., en las caras expuestas de columnas y en los pisos de los niveles del podium y en el superior. Los elementos del área de asientos están detallados de manera que permitan la expansión y contracción térmica mediante juntas de movimiento en la punta de cada elemento. Las cargas fueron calculadas de acuerdo con las normas de la India correspondientes IS 875 (Parte 1)-1987, <sup>1</sup> IS 875 (Parte 2)-1987,<sup>2</sup> y IS 875(Parte 3)-2015.<sup>3</sup> La estructura está en la zona sísmica III de acuerdo con el reglamento de la India IS 1893 – 2002,<sup>4</sup> y el análisis dinámico se realizó de acuerdo con lo previsto en IS 1893-2002.

## Criterios de durabilidad y vida útil de diseño

El período de vida útil de diseño que se consideró para el estadio es de 100 años. Los parámetros de durabilidad, es decir, tipo y clase de concreto, recubrimiento del acero de refuerzo, relación agua/cemento (w/c), y contenido mínimo de cemento fueron definidas de acuerdo con las normas Británicas BS 8500 – 1:2006 + A1:2012 en base a las condiciones ambientales de exposición esperadas.

Este artículo se enfoca en presentar los métodos adoptados para el diseño de elementos prefabricados grandes que conforman el sistema estructural de la parte superior del tazón del estadio. Los mayores elementos prefabricados como las columnas HY y GY, las escaleras de desfogue alrededor de las columnas HY, la viga radial primaria, las vigas secundarias y la vigas que conforman la circunferencia serán explicadas en éste documento.

## Columnas HY y GY

Las Columnas HY y GY (Figuras 2 y 3) tienen forma asimétrica definida por la estética y por sus requerimientos funcionales. Cada columna es un solo elemento libre de juntas con conexión a la cimentación hacia abajo y con conexiones con las vigas de la circunferencia en la parte superior de ambas ramas de la Y. La inclinación de cada brazo se definió mediante la optimización de esfuerzos en las conexiones viga-columna y por criterios de deflexión en vigas. La figura 6 muestra las dimensiones y pesos de estas columnas HY y GY.

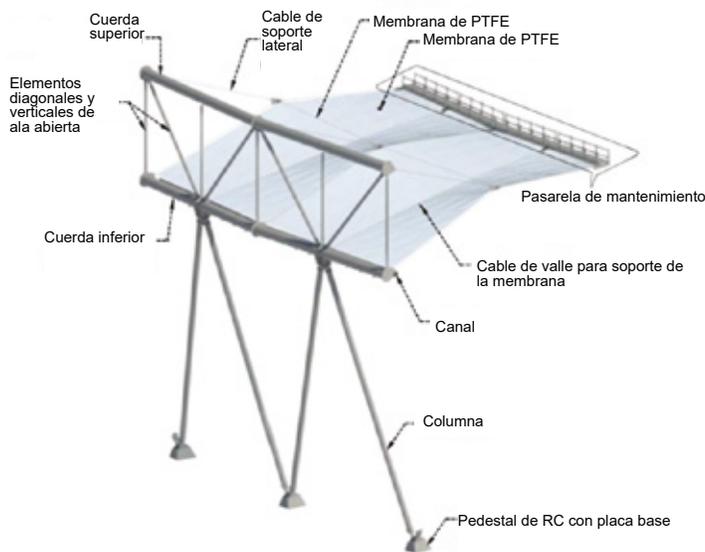


Figura 5: Vista renderizada de la estructura del techo por encima del nivel del podio

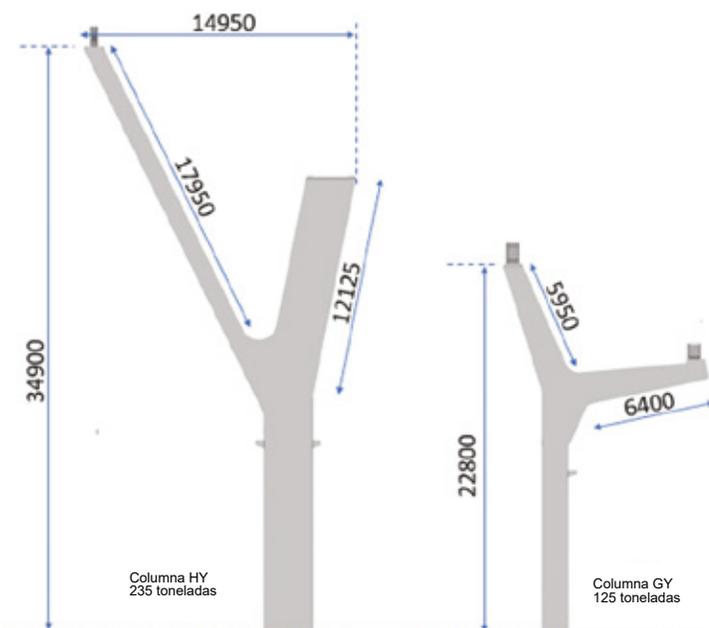


Figura 6: Dimensiones (en mm) y masas (en toneladas) de las columnas HY y GY (Nota: 1 mm = 0,04 pulg. ; 1 tonelada = 2205 lbf).

## ¿Por qué una sola pieza?

Debido a la forma asimétrica de las columnas, conformadas por una base fuerte y brazos delgados: el colado de múltiples piezas más pequeñas de diferentes formas podrían haber sido una solución más fácil que el haber colado cada una de todas las piezas como un solo elemento. Sin embargo, el trabajo para montar estos elementos a una altura considerable, que asegure una alineación correcta entre las múltiples conexiones y con tolerancias limitadas sería un trabajo titánico. Razon por la cual, se propuso lanzar cada columna como una sola pieza.

## Procesos de diseño y limitaciones

Las columnas son elementos verticales que están diseñados para soportar cargas axiales, momentos biaxiales y fuerzas cortantes. Las cargas fueron determinadas modelando las estructuras ubicadas entre las juntas radiales. Los elementos incluían columnas Y en posición vertical, así como vigas radiales primarias y secundarias, y vigas circulares en el nivel superior del tazón; vigas radiales y circulares al nivel del podio; y vigas radiales y circulares en el nivel superior del suelo (Fig. 2 y 3). Las vigas fueron diseñadas para proporcionar el apoyo lateral necesario a la columna durante el servicio (después de conectar todas las juntas, asegurando su fijación). Sin embargo, tanto las columnas HY como las columnas GY fueron también sometidas a cargas importantes durante varias etapas del montaje. Las siguientes etapas se explican para la columna HY, la cual, de entre todos los tipos de columnas, es la que tiene la configuración de carga más crítica.

## Etapas de elevación

En esta etapa, la columna HY (que aún no había alcanzado resistencia especificada) se levantó del lugar en donde se coló y se trasladó al patio de almacenamiento (Fig. 7 (a)). Los puntos de izaje en el elemento se seleccionaron cuidadosamente, de manera que los esfuerzos estuviesen dentro de los límites permitidos. Una imagen del modelo de elementos finitos (FEA) que se utilizó para el análisis se presenta en la Fig. 7 (b).



Figura 9: Una columna HY es levantada por dos grúas.

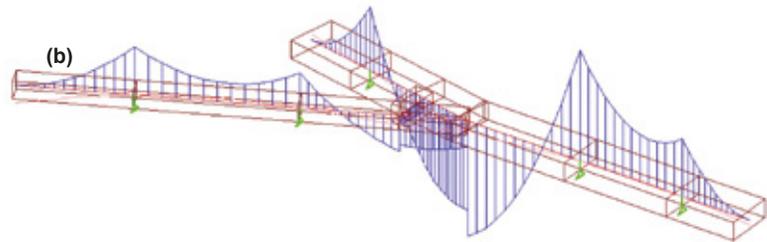


Figura 7: Las columnas HY, las cuales son unidades prefabricadas muy largas requirieron de un manejo especial: (a) unidad que se encuentra en el patio de almacenamiento y que se esta izando para colocarla sobre la plataforma del trailer para el transporte; y (b) modelo FEA que muestra diagramas de momentos flexionantes que se presentan durante el izaje.



Figura 10: Vista de una columna HY después del montaje. Durante la operación, la columna fue reforzada por una armadura entre ambos brazos.



Figura 8: Una columna prefabricada es transportada al punto de montaje usando un trailer. Las piernas largas y delgadas de cada unidad de las columnas prefabricadas necesita apoyos fuertes, así como tensores para su montaje.

## Etapa de transporte

En esta etapa, el elemento prefabricado fue transportado usando un par de remolques con autopropulsión desde el patio de maniobras hasta el lugar en donde se instalaría en el estadio (Figura 8). Como las elevaciones del suelo en el lugar de ejecución no eran uniformes, los remolques incluían elevadores hidráulicos que servían para evitar movimientos diferenciales importantes en la base de los soportes del remolque. El análisis estructural incluyó estas condiciones de apoyo y se verificó el modelo estructural en cuanto a criterios de resistencia y servicio.

## Etapa de erección

Esta etapa fue la más crítica para las columnas HY. Fue utilizado unas abrazaderas en forma de C para poder rotar el elemento de una posición horizontal a una vertical. La posición de esta abrazadera coincide con el centro de gravedad (CG) del elemento prefabricado, ya que esto favorecía para rotar el elemento con la mínima fuerza y guía. Cada columna HY fue levantada simultáneamente por dos grúas, una de ellas conectada a la abrazadera en forma de C y una grúa secundaria conectada a la parte inferior del elemento que servía como guía (Figura 9). Durante la operación, la grúa secundaria soltó lentamente la carga para permitir la rotación del elemento de una posición horizontal a una vertical.

Era esencial asegurarse de que el brazo delgado, que mide 18 m (59 pies) de largo, cumpliera con los criterios de resistencia y servicio. La sección del brazo era muy esbelta e insuficiente para actuar como un voladizo, por lo que un elemento de acero estructural tuvo que ser empleado como refuerzo temporal, este respaldo fue retirado una vez efectuada la operación. El análisis de esta condición se realizó con un modelo FEA que representa al brazo de concreto y el refuerzo de acero como un elemento único de sección compuesta.

El brazo delgado tampoco contaba con la capacidad adecuada para actuar en voladizo puro en la posición vertical, por lo tanto, un refuerzo que consistía en una armadura de acero entre ambos brazos tuvo que ser empleada (Figura 10) para controlar la deformación en el extremo libre, así como el agrietamiento en la articulación con la parte vertical de la columna. Este refuerzo temporal fue retirado una vez que la viga radial primaria fue colocada y conectada con la parte superior de la columna HY.

## Etapa posterior a la erección

Al colocarse el elemento en la posición vertical y sobre la cimentación. La columna fue conectada a la cimentación usando el acero de refuerzo colocado en la columna y el propio de la cimentación (Figura 11) y el elemento que los unió fue una lechada de alta resistencia. Esta lechada fue diseñada para garantizar su resistencia en menos de 24 horas, minimizando así el tiempo de operación de la grúa.

Una vez que la lechada en la conexión logró su resistencia de diseño y la armadura de acero temporal lateral había sido conectada a la columna, el soporte de la grúa se retiró.

Los elementos laterales fueron colocados también tanto en la dirección radial como perimetral y así, se lograron conectar las columnas HY y GY adyacentes (las cuales fueron erigidas secuencialmente).

Los elementos descritos eran necesarios porque la estructura de la columna no era capaz de resistir un voladizo de 35 m (115 pies) sobre la cimentación. Una vez que todas las vigas prefabricadas fueron conectadas a las columnas en ambas direcciones, en la parte superior y niveles intermedios, se logró un comportamiento de marco y las armaduras pudieron ser retiradas.



Figura 11: Una columna HY se baja sobre anclajes de acero en la cimentación





**Fig. 12:** Las columnas se fabricaron con elementos de acero estructural empotrados en puntos de conexión superiores: (a) muestra elementos empotrados que se extienden desde el extremo de la columna; (b) muestra los huecos correspondientes en la parte inferior del PRB; y (c) muestra una conexión completa de un extremo de columna a un PRB.

## Viga Primaria Radial

Las columnas GY y HY soportan vigas primarias radiales (PRBs) en las graderías superiores (Fig. 2 y 3). Las juntas viga-columna están lateralmente soportadas por vigas circunferenciales. La transferencia de fuerzas de la viga radial a la columna es conseguida mediante elementos de acero estructural embebidos en y extendiéndose desde las columnas HY y GY hacia huecos formados en los fondos de las vigas radiales (Fig. 12). Los huecos fueron dimensionados para proveer las tolerancias de izaje y para proveer espacio para que la lechada pueda fluir alrededor del acero estructural posterior al izaje.

Los elementos PRB fueron transportados al sitio de trabajo en camiones, con puntos de soporte seleccionados para minimizar los esfuerzos en las vigas. En el sitio de trabajo, las vigas fueron rotadas al ángulo requerido utilizando vigas de suspensión hechas a la medida, levantadas para posicionar los huecos sobre los elementos de acero estructural en las columnas, y cuidadosamente bajadas hasta que los elementos de acero estuvieran completamente embebidos en sus respectivos huecos. Los elementos de viga fueron sujetos por la grúa hasta que los huecos habían sido llenados con la lechada de alta resistencia y la lechada había alcanzado suficiente resistencia.

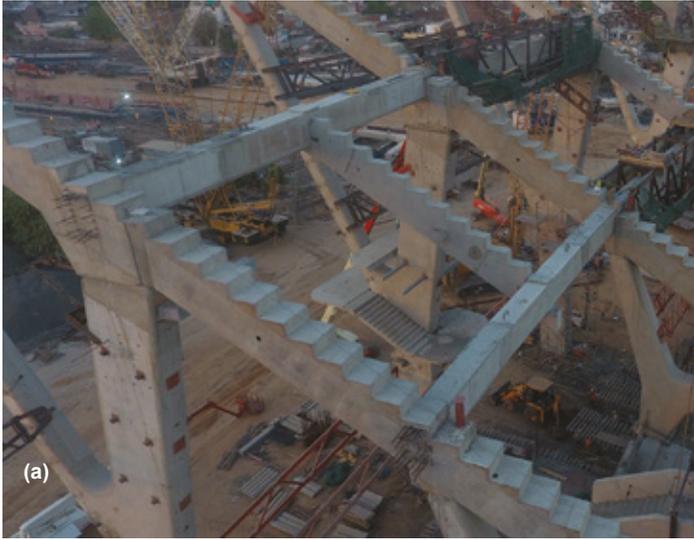
## Viga Circunferencial

Las porciones centrales de las vigas circunferenciales fueron de concreto prefabricado con pasadores extendiéndose desde ambos extremos. Concreto colado en sitio fue utilizado para llenar la porción de la viga circunferencial entre la parte prefabricada de la viga circunferencial y la PRB.

Esto fue conseguido al colocar las porciones centrales de los elementos de vigas circunferenciales dentro de jaulas de acero especialmente fabricadas junto con materiales y maquinaria necesaria, levantando el arreglo con grúa, y colocando el arreglo sobre los elementos PRB (Fig. 13). Fueron utilizados acopladores para conectar los pasadores roscados en los elementos PRB con barras de refuerzo adicionales que fueron traslapados con los pasadores de los elementos de vigas circunferenciales. Posteriormente fue ajustado en su lugar el refuerzo a cortante, y las cimbras fueron ensambladas alrededor de la jaula resultante de barras de refuerzo. Este procedimiento eliminó la necesidad de andamiaje y permitió a los trabajadores colocar concreto a 35 m (115 pies) sobre el nivel de la calle. Después de que el concreto colado en sitio había alcanzado la resistencia adecuada, la jaula de acero para cada elemento de viga circunferencial fue removida.



**Fig. 13:** Colocación de una viga circunferencia de concreto en el lugar. La viga está encerrada en un conjunto de armadura medida para permitir la terminación segura de las conexiones coladas en el sitio a los marcos radiales.



### Viga radial secundaria

Después de que se montaron todos los elementos de la viga circular y se coló el concreto de la junta, se colocaron vigas radiales secundarias (SRB) sobre las ménsulas provistas en los elementos de la viga circular. Tanto la viga circular como los elementos SRB fueron proporcionados con conectores tipo manguitos, se insertaron las varillas de acero en los conectores y se colocó lechada para resistir las fuerzas de corte laterales (Figura 14).

Después de que todas las juntas de concreto enlechadas y coladas en sitio alcanzaron su resistencia de diseño y se erigieron los elementos SRB, se completó toda la estructura del portal. Luego se colocaron elementos del estadio en forma de L dobles entre los elementos PRB y SRB para completar el tazón superior.



### Escaleras de emergencia

Los espectadores llegan al tazón superior a través de escaleras de acceso y salida. Son escaleras en voladizo desde la columna HY, creando una escalera estéticamente agradable pero complicada, que consta de elementos prefabricados y acero estructural. Los descansos de la escalera consisten en una losa prefabricada sostenida por vigas de acero en voladizo. Las losas inclinadas de la escalera son de concreto prefabricado apoyado en los descansos y vigas de acero en voladizo. Las preparaciones para fijar las vigas de acero a las columnas HY se incrustaron en la columna en ubicaciones predefinidas durante su producción. La Figura 15 ilustra las escaleras terminadas.

Figura 14: Se apoyaron vigas radiales secundarias (SRB) sobre vigas circunferenciales: (a) vista de una viga secundaria inferior; y (b) vista de un pórtico completo.

### Conclusión

A pesar de que el diseño y construcción con prefabricados no son una nueva tecnología, adoptar al prefabricado para elementos complejos a gran escala no es una tarea fácil. La estructura del Estadio Motera requirió la verificación del diseño a micro-nivel, planeación y monitoreo durante cada etapa de construcción. Mientras que los elementos a gran escala minimizan el número de elementos y juntas, manejando los elementos individuales durante varias fases, deben ser analizados críticamente y los elementos deben ser diseñados en conformidad. El estadio de críquet más grande del mundo resultó ser un éxito total con relación a la inclusión de elementos prefabricados de gran escala, mediante la aplicación de un diseño, detallado y técnicas de montaje innovadores.



Fig.15: Escaleras de acceso y salida en columnas HY

Esta experiencia nos ha brindado la confianza de utilizar en el futuro elementos prefabricados de gran escala de toda forma.

## Referencias

1. "IS 875 (Part 1) – 1987: Code of Practice for Design Loads (other than Earthquake) for Buildings and Structures, Part 1 Dead Loads – Unit Weights of Building Materials and Stored Materials", Bureau of Indian Standards, New Delhi, India, 37 pp.
2. "IS 875 (Part 2) – 1987: Code of Practice for Design Loads (other than Earthquake) for Buildings and Structures, Part 2 Imposed Loads", Bureau of Indian Standards, New Delhi, India, 18 pp.
3. "IS 875 (Part 3) – 2015: Design Loads (other than Earthquake) for Buildings and Structures – Code of Practice, Part 3 Wind Loads", Bureau of Indian Standards, New Delhi, India, 58 pp.
4. "IS 1893 (Part 1) – 2002: Criteria for Earthquake Resistant Design of Structures, Part 1 General Provisions and Buildings", Bureau of Indian Standards, New Delhi, India, 39 pp.
5. "BS 8500-1:2006+A1:2012: Concrete. Complimentary British Standard to BS EN 206-1. Part 1: Method of Specifying and Guidance for the Specifier", British Standards Institution, London, United Kingdom, Nov. 2006, 66 pp.
6. "Motera Cricket Stadium Roof Design", Walter P Moore, [www.walterpmoore.com/projects/motera-cricket-stadium-roof-design](http://www.walterpmoore.com/projects/motera-cricket-stadium-roof-design). Accessed Aug. 27, 2020.

Seleccionadas por los autores para el interés del lector.



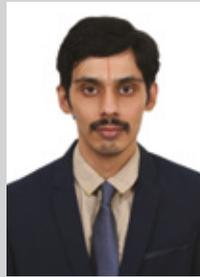
**Ramamoorthy Eswaran** es el Director de Diseño (Espacio Público) en el Centro de Ingeniería de Diseño e Investigación (EDRC por sus siglas en inglés), L&T Construcción, con más de 25 años de experiencia. Recibió su licenciatura en ingeniería civil de la Institution of Engineers (India) y su M.I. especializado en ingeniería estructural de la Bharathiar University, Tamil Nadu, India.



**Kuppuswamy Muralidharan** es Gerente Sr. De Ingeniería en EDRC, L&T Construction, con más de 13 años de experiencia. Recibió su licenciatura en ingeniería civil de la University of Madras, Chennai, India; y su M.I. especializado en ingeniería estructural de la Anna University, Tamil Nadu, India.



**Muthuvenkatraman Raghupathy** es Director de la Gerencia de Ingeniería en EDRC, L&T Construction, con más de 15 años de experiencia. Recibió su licenciatura en ingeniería civil de la University of Madras y su M.I. especializado en ingeniería estructural de la Madurai Kamaraj University, Tamil Nadu, India.



**Venkata Satya Phani Santosh Kumar** es Gerente de Ingeniería en EDRC, L&T Construction, con más de 10 años de experiencia. Recibió su licenciatura en ingeniería civil del SRKR Engineering College, Andhra University, Visakhapatnam, India, y su MTech especializado en ingeniería estructural del National Institute of Technology, Warangal, India.

### Artículo 2.- Correspondió a la Sección Centro Sur de México.

*Título: El estadio de Cricket más grande del mundo.*



Traductor: Ing. Ana Patricia García.



Revisor técnico: M en C Alma Reyes Zamorano

# Paredes de paneles tipo emparedado, parcialmente compuestos de concreto

## ¿Qué es el “porcentaje compuesto”?

por Marc Maguire and Fray F. Pozo-Lora

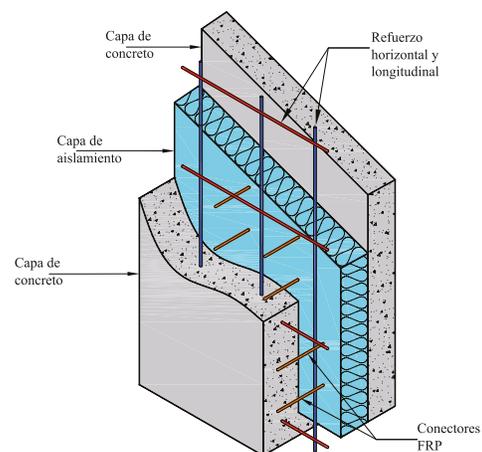
Las paredes de paneles de concreto con aislamiento (ICWP por sus siglas en inglés) se producen con una capa de aislamiento térmico entre dos capas de concreto (Fig. 1). Las capas de concreto están interconectadas por conectores de metal, polímero o polímero reforzado con fibra (FRP) que pasan a través del aislamiento. Los ICWPs bien detallados pueden ofrecer una combinación de eficiencia térmica, estética y estructural que ningún otro sistema de pared puede proporcionar:

- Aislamiento continuo de borde a borde con un mínimo de puentes térmicos<sup>1</sup>;
- Una selección amplia de opciones estéticas, que incluyen concreto de color, superficies personalizadas moldeadas y superficies con ladrillo delgado incrustado; y
- Resistencia a cargas gravitacionales, cargas de viento y efectos sísmicos.

Estas características hacen que los ICWPs sean opciones atractivas para fachadas de muchos tipos de edificios, incluyendo escuelas, hospitales, hogares y centros de datos. Por lo tanto, los ICWPs brindan una oportunidad de mercado creciente para las industrias del concreto prefabricado y construcción con muros levantados (tilt-up).

Muchos ICWPs no son compuestos – la capa de concreto interior está diseñada para resistir todas las cargas gravitacionales y laterales, y la capa de concreto exterior está diseñada para proteger el aislamiento del medio ambiente y proporcionar un acabado estéticamente atractivo. Sin embargo, los sectores de concreto prefabricado y tilt-up han sido testigos de una tendencia creciente para que los ICWPs se diseñen como paredes de paneles tipo emparedado, parcialmente compuestos, en los que se proporciona suficiente resistencia de cortante dentro de la capa de aislamiento, para permitir que los efectos de flexión sean resistidos por una combinación de flexión y fuerzas axiales en las dos capas de concreto. Esto da como resultado un panel

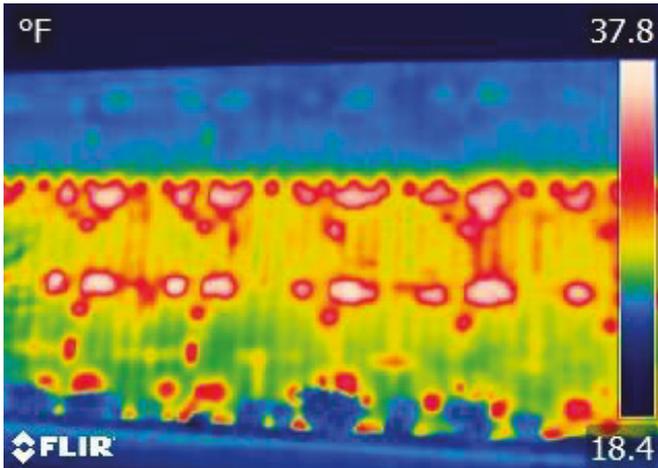
estructuralmente eficiente, pero requiere que los conectores que pasan a través del aislamiento resistan fuerzas de cortante elevadas. Estos conectores son componentes patentados que no están cubiertos por el Código ACI 318,2 por lo que los fabricantes de sistemas de conectores proporcionan a los ingenieros de diseño los procedimientos de diseño recomendados.



**Fig. 1: Configuración general de un ICWP, que muestra dos capas de concreto (wythes), una capa de aislamiento interior y conectores entre capas.**

En 1997 y 2011, el Comité de Paredes de Paneles Aislados Prefabricados de PCI publicó un informe de vanguardia que describe las prácticas actuales para el diseño y el detallado, así como para el refuerzo, arriostamiento y montaje de los ICWPs.<sup>3,4</sup> Sin embargo, el informe no proporciona una metodología de diseño aplicable a todos los sistemas de conexión.

Por lo tanto, aunque las estructuras de los ICWPs parcialmente compuestos han alcanzado logros sin precedentes,<sup>5</sup> muchos ingenieros informan que no están familiarizados con ciertos aspectos del diseño. Este artículo busca brindar orientación sobre una de las preguntas más comunes que hacen estos ingenieros: ¿Qué significa que un panel sea parcialmente compuesto? En otras palabras, ¿qué es el "porcentaje compuesto"?



**Fig. 2: Un termograma puede proporcionar evidencia de puentes térmicos en un ICWP. Las zonas blancas (rodeadas de rojo) son casi 20°F (11°C) más cálidas que las zonas azules, lo que indica que el calor del interior del edificio se está transmitiendo rápidamente al exterior más frío del edificio.**

## Forma y función

Según Collins<sup>6</sup>, se construyeron ICWPs en los Estados Unidos ya en 1906. Algunos se fabricaron colocando una capa de concreto de 2 pulgadas (50 mm), una capa de arena de 2 pulgadas y una capa de concreto de 2 pulgadas en una cama. Las dos capas de concreto fueron atadas con alambres o refuerzo, por lo que permanecieron espaciadas mientras la arena era lavada con agua mientras se inclinaba el panel. El espacio de aire resultante creaba la capa aislante. Se desconoce si los conectores entre las capas dieron como resultado una acción compuesta.

Collins<sup>6</sup> señaló además que los ICWPs fabricados en la década de 1950, incluían conectores de acero que se asemejan a vigas de barra. Como tales, claramente proporcionaron suficiente fuerza y resistencia de cortante para garantizar una apreciable acción compuesta. Si bien los conectores de acero al carbono fueron usados de manera ubicua en los Estados Unidos, hasta principios de los años 2000, su uso ha disminuido a favor de los conectores de FRP (por sus siglas en inglés); debido a que son producidos con fibras de vidrio, carbono o basalto tienen conductividades térmicas más bajas que los conectores de acero. Hasta principios de la década de 2000, los conectores de capas utilizados en Europa eran casi exclusivamente de acero inoxidable. El acero inoxidable no solo es resistente a la corrosión, sino que tiene aproximadamente la mitad de la conductividad térmica del acero al carbono. Sin embargo, debido a que los conectores FRP de capas tienen una conductividad térmica aún menor, también se han vuelto comunes en Europa.

La Figura 2 muestra evidencia de puentes térmicos causados por penetraciones del aislamiento en un ICWP. Además de reducir la resistencia térmica general (valor R) de un panel de pared, los puentes térmicos pueden provocar puntos de condensación. Una pared que usa conectores de FRP tendrá una caída insignificante en el valor R efectivo y, si se detalla adecuadamente, la condensación se minimizará<sup>1</sup>. A medida que los códigos de energía se vuelven más estrictos e incluyen disposiciones formales que limitan los puentes térmicos, los ICWPs con aislamiento continuo; penetrados solo por conectores FRP de capa, continuarán ganando popularidad.

## Diseño de ICWPs

Los ICWPs no compuestos se diseñan comúnmente bajo el supuesto de que todas las fuerzas aplicadas son resistidas por la capa estructural interior. Por lo tanto, los conectores de capa generalmente están diseñados para transferir el peso propio y as cargas laterales desde la capa exterior a la capa interior (los conectores de capa no transferirán el peso de la capa exterior si se apoya en soportes). Los conectores, en los ICWPs no compuestos, tienen una rigidez insuficiente para crear una acción compuesta en el panel, por lo que las fuerzas de flexión aplicadas al panel, no resultan en fuerzas axiales en las capas de concreto.

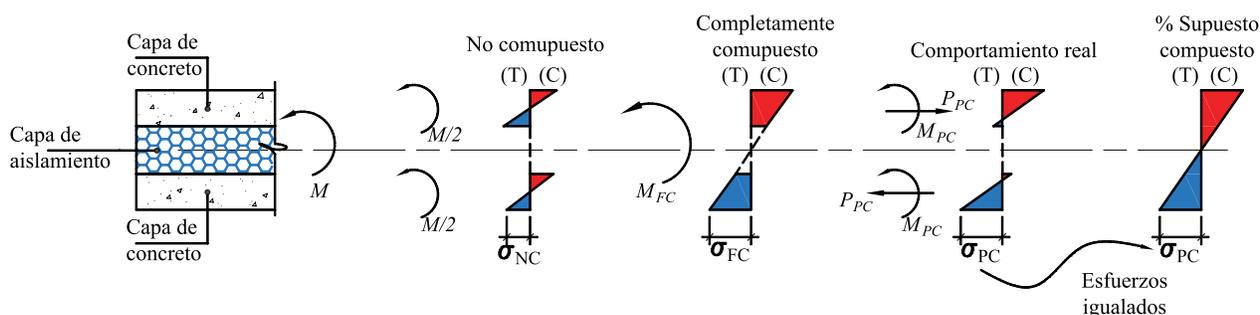
Los ICWPs parcialmente compuestos incorporan conectores de capa que tienen suficiente rigidez para crear cierto grado de acción compuesta en el panel, por lo que las fuerzas de flexión aplicadas al panel, dan como resultado fuerzas axiales en las capas de concreto. La literatura muestra que el análisis de ICWPs parcialmente compuestos es más complejo que el de paredes sólidas o ICWPs no compuestos.<sup>7-9</sup> Los fabricantes de conectores generalmente brindan asistencia en el diseño; al ingeniero especializado que trabaja para el productor de paneles y al ingeniero a cargo del proyecto (comúnmente conocido como ingeniero de registro [ EOR por sus siglas en inglés]).

La mayoría de los fabricantes de conectores proporcionan al ingeniero de diseño, las propiedades de sección para un panel parcialmente compuesto, y ellos utilizan estas propiedades de la misma forma que usarían las propiedades de sección para el diseño de un panel sólido. Por ejemplo, el fabricante podría proporcionar un módulo de sección parcialmente compuesto SPC para calcular los esfuerzos elásticos, un momento de inercia parcialmente compuesto IPC para calcular las deflexiones o un momento nominal parcialmente compuesto  $M_n$ , PC para calcular la resistencia a la flexión.

Mientras que estos parámetros se basarían en pruebas y/o análisis detallados, el SPC y el IPC reflejarían el comportamiento del panel bajo las cargas de servicio y el Mn, PC se utilizaría en el estado de límite de resistencia. Es importante que el ingeniero reconozca que cuando se utilizan propiedades parcialmente compuestas, los porcentajes de acción compuesta para agrietamiento y deflexiones, rara vez son los mismos y, a menudo, son muy diferentes del porcentaje de acción compuesta para capacidad de momento.

La mayoría de las paredes de paneles tipo emparedado parcialmente compuestos, están diseñados dentro del rango elástico, incluida la incorporación de efectos  $P\Delta$  según el ACI 318-14, sección de comentarios R6.7.1,<sup>2</sup> bajo cargas mayoradas.

Si bien existe un interés creciente dentro de los sectores de concreto prefabricado, en planta y en obra, para permitir el diseño de rutina basado en secciones agrietadas, actualmente no hay normas de diseño disponibles. Se debe realizar comprobaciones adicionales para garantizar que los conectores no presenten deformaciones excesivas o fallen bajo cargas mayoradas. Sin embargo, no es posible discutir el proceso de diseño completo de un ICWP en este artículo. Más bien, este artículo pretende ayudar a los ingenieros a comprender el enfoque de acción compuesta porcentual que es común en el diseño contemporáneo.



**Fig. 3: Distribuciones de esfuerzo a través de la profundidad del panel para paneles no compuestos, completamente compuestos y parcialmente compuestos. El comportamiento del panel parcialmente compuesto se suele aproximar utilizando el enfoque compuesto porcentual. Modelos y pruebas más detalladas muestran que el comportamiento real es más complejo.**

### ¿Qué es el porcentaje compuesto?

La mayoría de los ingenieros que diseñan paredes de paneles tipo emparedado parcialmente compuestos, están familiarizados con el concepto para determinar los esfuerzos, deformaciones y la resistencia de un panel parcialmente compuesto, asignando propiedades de sección como un porcentaje de los parámetros comúnmente calculados. Aunque no es estrictamente correcto, este concepto permite cálculos más rápidos que las complejas técnicas presentes en la literatura.

Varios paquetes de software de diseño, como LECwall ([www.loscheng.com/lecwall.html](http://www.loscheng.com/lecwall.html)) y Erickson Wall ([www.erikssonsoftware.com](http://www.erikssonsoftware.com)), permiten entradas para el porcentaje de acción compuesta.

En el resto de este artículo, el porcentaje de acción compuesta se define como una interpolación entre comportamiento no compuesto y completamente compuesto. Otros pueden definir el porcentaje compuesto como un porcentaje de una propiedad totalmente compuesta (por ejemplo, momento de inercia bruto), por lo que es importante comunicarse con el fabricante del conector y el desarrollador de software para determinar qué se entiende por porcentaje compuesto.

Para una pared sólida, el módulo de sección  $S$  se calcula típicamente usando el momento de inercia  $I$  y la distancia desde el eje neutro a la fibra extrema  $c$ , pero no se puede usar esta relación para SPC e IPC para calcular efectos parcialmente compuestos. Si bien, se puede establecer un IPC para calcular las deformaciones y un SPC para calcular los esfuerzos, el IPC y el SPC no están directamente relacionados, por lo que generalmente se proporcionan ambos valores. Además, los porcentajes de SPC suelen ser diferentes de los porcentajes de IPC, y el porcentaje de IPC suele ser menor que el porcentaje de SPC (ambos suelen estar por debajo del 50%).

Curiosamente, el porcentaje compuesto para  $Mn_{PC}$ , es típicamente 70% o mayor. En muchos casos llega al 100%.

Para calcular los esfuerzos, el porcentaje compuesto debe utilizarse junto con la teoría de vigas de Euler-Bernoulli:

$$\sigma = \frac{M}{S_{PC}}$$

donde  $\sigma$  es el esfuerzo causado por el momento M. Para el cálculo de deformaciones, se utilizan relaciones elásticas similares, como la siguiente para una viga con carga uniforme

$$\delta = \frac{5wl^4}{384EI_{PC}}$$

Donde  $\delta$  es la deformación causada por una carga uniformemente distribuida w aplicada a un panel de longitud l con módulo de elasticidad E. Si bien, estas ecuaciones pueden implicar que una pared de paneles parcialmente compuestos se comporte como una viga sólida (Euler-Bernoulli), este no es el caso.

La Figura 3 ilustra las distribuciones de esfuerzos elásticos para un ICWP no compuesto, totalmente compuesto y parcialmente compuesto en flexión. Los conectores de las capas de concreto en un ICWP no compuesto tienen una rigidez insignificante. Dado que no se transfiere cortante entre las capas de concreto, cada capa resiste la carga aplicada por flexión con respecto al eje de su centroide. En contraste, los conectores entre capas de concreto en un ICWP totalmente compuesto tienen suficiente rigidez para forzar a las secciones planas a permanecer planas. Por lo tanto, el ICWP completamente compuesto tiene una distribución de esfuerzos continuos y lineales que se pueden analizar utilizando la teoría de vigas.

Los conectores entre capas de concreto en un ICWP parcialmente compuesto pueden transferir cortante entre las capas de concreto; cada capa exhibirá una distribución de esfuerzos lineal que es función de la flexión dentro de la capa de concreto y una carga axial que es función de la transferencia de cortante a través del aislamiento.

La suposición del porcentaje compuesto convierte efectivamente el comportamiento parcialmente compuesto en una analogía de panel sólido. Si el porcentaje se determina correctamente, solo se predecirán los esfuerzos máximos de tracción y compresión.

Claramente, el enfoque del porcentaje compuesto es una analogía. Si bien está destinado a aumentar la facilidad del diseño utilizando conceptos familiares, no describe realmente el fenómeno parcialmente compuesto.

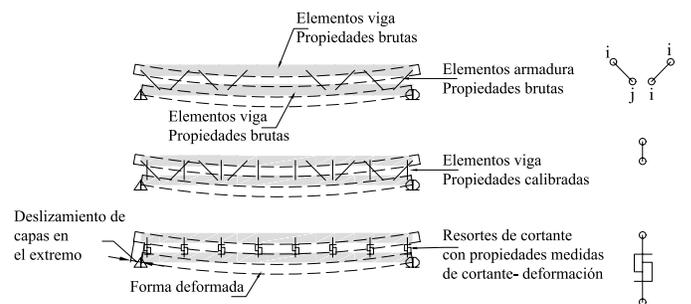
Por ejemplo, no se pueden calcular los esfuerzos del concreto en la interfaz del aislamiento utilizando un modelo del porcentaje compuesto a menos que se proporcione específicamente una propiedad de sección adecuada. Además, la estimación del porcentaje compuesto para paneles con cargas o capas de concreto asimétricas puede requerir un análisis más complejo, aunque el ingeniero puede asumir conservadoramente propiedades o dimensiones menores.

La siguiente sección describe cómo se calcula el porcentaje compuesto y proporciona recursos para que el ingeniero en ejercicio calcule el porcentaje compuesto.

### ¿Cómo se calcula el porcentaje compuesto?

La literatura sobre paneles tipo emparedado y los ICWPs muestra que el análisis de los ICWPs se puede lograr de muchas maneras. Holmberg y Plem,<sup>10</sup> desarrollaron un enfoque temprano para el análisis de ICWP, pero es considerado demasiado complicado para el diseño. Existen otros enfoques, incluidos los patentados, para tipos de conectores específicos. Varios programas de investigación contemporáneos también han desarrollado enfoques generalizados<sup>7-9</sup> que pueden manejar la configuración específica de ICWP, pero a menudo se limitan a situaciones simples.

El método de cálculo utilizado para determinar cómo se logran las propiedades compuestas porcentuales varía entre los fabricantes de conectores. El método más común y fácil de entender es un enfoque de análisis matricial, en el que el panel se modela como una serie de elementos de viga utilizando las propiedades generales de capas y los elementos conectores (Fig. 4). La elección de elementos para los conectores puede variar. Algunos fabricantes de conectores utilizan elementos de armadura para modelar discretamente las diagonales con las propiedades brutas de los conectores; otros fabricantes utilizan elementos calibrados de viga de armadura de cortante (es decir, modelan el ICWP como una armadura Vierendeel); mientras que otros usan un elemento de resorte de cortante que puede imitar la respuesta del conector de capa específico, basado en datos de prueba. Se anticipa que el elemento de resorte de cortante o algo similar, comenzará a convertirse en la norma, ya que se están realizando varios esfuerzos de investigación en curso que utilizan este enfoque.



**Fig. 4: Posibles configuraciones de modelos de análisis matricial, que muestran conectores modelados como elementos de armadura, elementos de flexión (elementos del alma en una armadura Vierendeel) y resortes de cortante.**

Empleando uno de los enfoques analíticos mencionados anteriormente, se pueden estimar los esfuerzos y las deflexiones de un conjunto de ICWPs. El porcentaje compuesto estará en función de estos valores y los parámetros asociados para una sección completamente compuesta y una sección no compuesta.

La Figura 5 ilustra los pasos para el cálculo del porcentaje compuesto para estimar la deflexión en el medio del tramo y los esfuerzos elásticos a partir de un modelo. Alternativamente, una empresa puede haber interpolado tal información de los resultados de ensayos. A menudo, el proveedor del conector realiza cálculos para la parte del recuadro azul de la Fig.5 y proporciona al ingeniero las propiedades parcialmente compuestas o el porcentaje compuesto para su uso en la sección del recuadro rojo de la Fig.5.

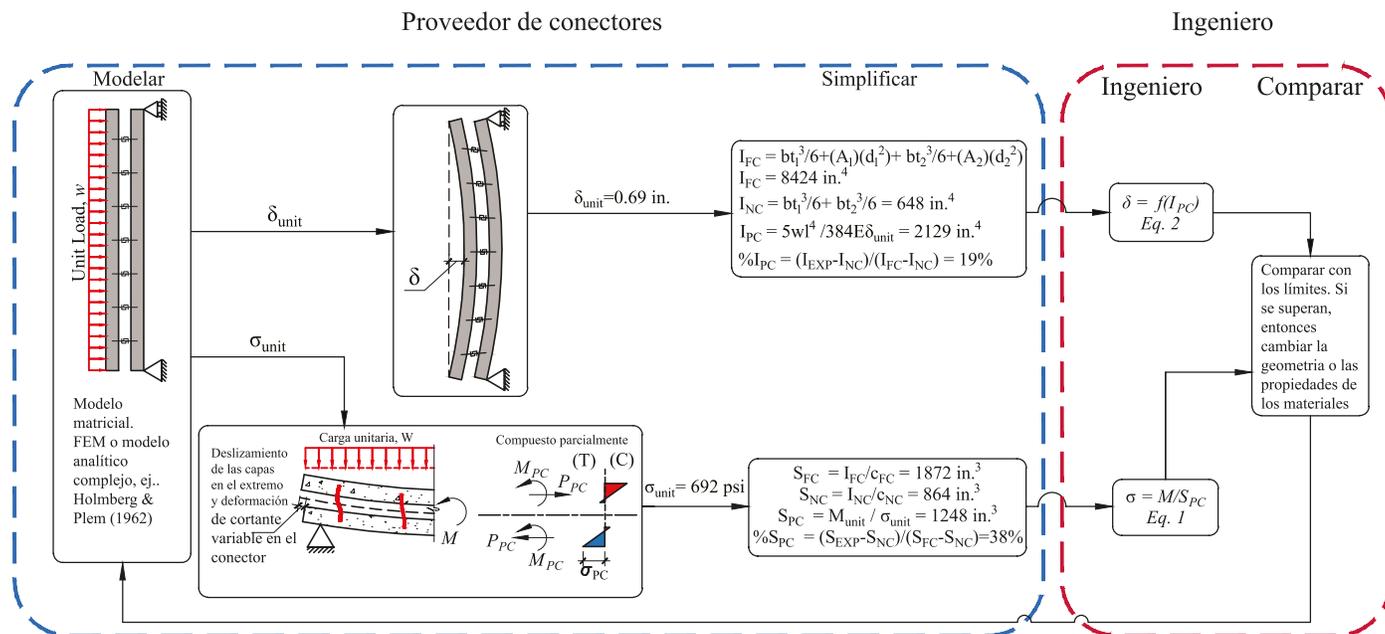
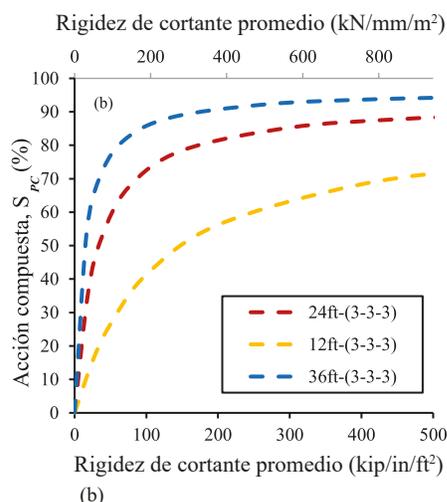
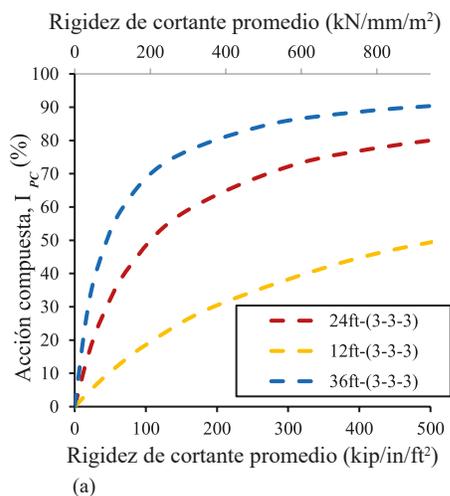


Fig. 5: Ejemplo general de cómo se calcula el porcentaje compuesto a partir de un método de análisis complejo.

### ¿Cómo varía el porcentaje compuesto?

Es poco probable que un solo tipo de conector instalado a un espaciamiento específico (por ejemplo, un conector por cada 8 ft<sup>2</sup> [0,75 m<sup>2</sup>] de área de aislamiento) mantenga el mismo nivel de acción compuesta en paneles con diferentes geometrías. Obviamente, entre más conectores, conectores más rígidos / fuertes o conectores colocados estratégicamente mejorarían, la acción compuesta. La longitud del panel también es un factor importante, ya que afecta la deformación de los conectores bajo una carga determinada. La Figura 6 demuestra como aumentaría el porcentaje de acción compuesta a medida que aumenta la rigidez promedio del conector y la longitud del panel. Además, el gráfico muestra que los paneles más largos pueden exhibir un mayor porcentaje de acción compuesta para la misma rigidez promedio del conector.

Esto se debe a que los paneles más largos generan más deformación y transferencia de fuerza dentro de la capa para una carga determinada. Este gráfico fue construido para un ICWP con dos capas de concreto de 3 in (75 mm), una capa de aislamiento de 3 in y vanos de 12, 24 y 36 ft (3,7, 7,3 y 11 m) basados en modelos de viga-resorte tal como lo utilizan algunos proveedores de conectores y se describe en Al-Rubaye et al.<sup>7</sup> Las rigideces de cortante típicas proporcionadas por los fabricantes tienden a ser inferiores a 150 kip / in. por ft<sup>2</sup> de área de aislamiento alrededor del conector (189 kN / mm por m<sup>2</sup> de área de aislamiento alrededor del conector).



**Fig. 6: Porcentaje de acción compuesta:**

(a) porcentaje de IPC versus la rigidez de cortante promedio; y (b) porcentaje de SPC versus la rigidez de cortante promedio para paneles de 12, 24 y 36 pies de longitud. Un panel 3-3-3 tiene dos capas de concreto de 3 pulgadas de espesor y una capa central de aislamiento 3 pulgadas de espesor (Nota: 1 pie = 0,3 m)

Las aberturas de los paneles para la fenestración también son críticas, ya que desplazan tanto el concreto como los conectores de capa. Además, algunos fabricantes aumentarán el número de conectores cerca de los extremos del panel para aumentar la acción compuesta.

## Retos

Si bien el enfoque compuesto porcentual es simple para el ingeniero, llegar a los porcentajes que se puedan utilizar en el diseño es una tarea algo desafiante que generalmente realiza el fabricante del conector.

Otros problemas de diseño que a menudo se abordan con la ayuda del fabricante del conector incluyen la estimación de los efectos de arqueamiento térmico y carga axial.

Debido a que la industria de los conectores de capa todavía es mayoritariamente patentada, muchos de los fabricantes de conectores tienen una considerable información de desempeño estructural que aún se considera patentada. Si bien los ICWPs contemporáneos parcialmente compuestos no han existido por mucho tiempo, crean estructuras duraderas y eficientes que se han desempeñado como se esperaba en los Estados Unidos y en otros lugares. La industria reconoce que la analogía del porcentaje compuesto es conveniente para el diseño, pero en última instancia se alejará de ella hacia métodos más robustos y no patentados; desarrollados por organizaciones de normas.

## Conclusiones

El diseño de los ICWPs está fuera de las disposiciones del código de construcción actual, pero estas estructuras han sido y están siendo diseñadas y construidas. El comportamiento de un ICWP depende en gran medida de la rigidez y resistencia del conector, por lo que es fundamental que un diseñador trabaje con el proveedor del conector para llegar a una solución segura y económica.

La analogía de porcentaje compuesto es adecuada en muchos aspectos y ha servido bien a la industria, incluso cuando la industria avanza hacia técnicas de análisis más robustas. Esta analogía permite a los diseñadores de los ICWPs parcialmente compuestos, seguir en gran medida el proceso de diseño de una pared sólida. Sin embargo, el ingeniero debe conocer las limitaciones de este enfoque y los diversos factores que afectan el valor del porcentaje compuesto. Para obtener más información sobre los ICWPs y obtener información del porcentaje compuesto, los lectores deberían revisar la literatura citada en este artículo.

## Referencias

1. Sorensen, T.J.; Thomas, R.J.; Dorafshan, S.; and Maguire, M., "Thermal Bridging in Concrete Sandwich Walls," *Concrete International*, V. 40, No. 10, Oct. 2018, pp. 45-49.
2. 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.
3. PCI Committee on Precast Sandwich Wall Panels, "State-of-the-Art of Precast/Prestressed Sandwich Wall Panels," *PCI Journal*, V. 42, No. 2, Mar.-Apr. 1997, pp. 93-134.
4. PCI Committee on Precast Sandwich Wall Panels, "State of the Art of Precast/Prestressed Concrete Sandwich Wall Panels," second edition, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, 2011, 63 pp.

5. Rubenstone, J., "E-Commerce Logistics Test Limits of Tilt-Up Construction," Engineering News-Record, Jan. 19, 2019, [www.enr.com/articles/46198-e-commerce-logistics-test-limits-of-tilt-up-construction](http://www.enr.com/articles/46198-e-commerce-logistics-test-limits-of-tilt-up-construction).

6. Collins, F.T., "Precast Concrete Sandwich Panels for Tilt-Up Construction," ACI Journal Proceedings, V. 51, No. 10, Oct. 1954, pp. 149-164.

7. Al-Rubaye, S.; Sorensen, T.; Thomas, R.J.; and Maguire, M., "Generalized Beam-Spring Model for Predicting Elastic Behavior of Partially Composite Concrete Sandwich Wall Panels," Engineering Structures, V. 198, Nov. 2019, Article 109533.

8. Gombeda, M.J.; Trasborg, P.; Naito, C.J.; and Quiel, S.E., "Simplified Model for Partially-Composite Precast Concrete Insulated

Wall Panels Subjected to Lateral Loading," Engineering Structures, V. 138, May 2017, pp. 367-380.

9. Tomlinson, D., and Fam, A., "Axial Load-Bending Moment- Interaction Diagram of Partially Composite Precast Concrete Sandwich Panels," ACI Structural Journal, V. 115, No. 6, Nov. 2018, pp. 1515-1528.

10. Holmberg, Å., and Plem, E., "Behaviour of Load-Bearing Sandwich-Type Structures," Bygghforskningen, Issue 49, Sweden, 1965, 96 pp.

Selected for reader interest by the editors.



**Marc Maguire** es un profesor asistente

en la Escuela de Ingeniería Arquitectónica y Construcción de Durham en la Universidad de Nebraska – Lincoln, Lincoln, NE. Su investigación reciente se ha centrado en paredes de paneles tipo emparedado de concreto, así como en concreto reforzado con fibras, concreto de fraguado rápido y diseño de puentes. Es miembro del Comité de Paredes de Paneles Aislados Prefabricados del PCI. Recibió su BS y MS de la Universidad de Nebraska – Lincoln y su PhD de Virginia Tech, Blacksburg, VA.



**Fray F. Pozo-Lora** es un asistente de investigación de posgrado y estudiante de doctorado en la Escuela de Ingeniería Arquitectónica y Construcción de Durham en la Universidad de Nebraska– Lincoln. Su investigación se centra en estructuras prefabricadas de concreto y efectos de temperatura en paneles tipo emparedado. Recibió su BS de la Universidad Autónoma de Santo Domingo, Santo Domingo, República Dominicana, y su MS en la Utah State University, Logan, UT.

### Artículo 3.- Corresponidió a la Sección Costa Rica.

*Título: Paredes de panel tipo emparedado, parcialmente compuestos de concreto*



Traductor: Ing. Thyssen Wong



Traductor: Ing. Eduardo Guevara



Revisor técnico y traductor: Ing. Guillermo González Beltrán, Ph.D.

# El Poder de la Tutoría hoy en día

La naturaleza de las tutorías ha mejorado durante más de una generación, con algunos cambios particularmente rápidos en 2020.

*Autores: James Bristow y Alvaro Ruiz Emparanza*

Muchas organizaciones orientadas al servicio, incluyendo el Instituto Americano de Concreto (ACI, por sus siglas en inglés), tienen algún tipo de programa formal o informal de mentores. Las tutorías de ACI son administradas por la Fundación ACI por medio de su programa de becas. A través de este programa, los estudiantes graduados y no graduados cuyos estudios se relacionan con el concreto reciben ayuda para encontrar un mentor de la industria, además de apoyo económico para sus estudios.

Con el otoño inicia una nueva temporada de solicitudes y becas de la Fundación ACI y este "reinicio" ofrece una oportunidad, de manera que el personal y los miembros del comité puedan reflexionar sobre los esfuerzos pasados y reestructurar el programa de becas para el futuro. En este artículo, compartimos algunas observaciones sobre el impacto de la tutoría en los líderes actuales y futuros.

## Benchmarking para el éxito

Recientemente participamos en una mesa redonda sobre las relaciones entre mentores y alumnos dentro del programa de becas de la Fundación ACI, así como en un exitoso programa gestionado por la Fundación Americana de Transporte Público (APTF, por sus siglas en inglés), la filial benéfica de la Asociación Americana de Transporte Público (APTA, por sus siglas en inglés). Los debates se centraron en cómo ha cambiado la tutoría a lo largo del tiempo y qué cualidades hacen que una tutoría fuerte sea productiva para el alumno y el mentor. Nuestros informes se proporcionan en tercera persona para atribuir los comentarios sin problemas.

Bristow fue el moderador del panel y Emparanza, el panelista. Bristow trabaja en el Comité de Socios de ACI. Emparanza fue galardonado con la Beca de Presidentes de ACI 2019-2020 y fue asesorado por Ben Dymond, Universidad de Minnesota, Duluth, MN. Debido a que Emparanza también recibió la Beca de Fondos Especiales APTF de la familia Wulkan y participó en un programa de mentores en esa organización, pudo

compartir sus ideas y comparar la Fundación ACI y los programas de la APTF.

Entre los demás panelistas figuraban Joseph DiBucci que recibió la Beca Conmemorativa ACI Richard D. Stehly 2019-2020 y contó con la asesoría de Bristow; y Eric Kaled, Presidente de Genfare y TCI International, Inc. Kaled fue mentor de Emparanza en el programa APTF.

## Discusiones sobre la tutoría moderna

Hace una generación, a menudo había un aspecto de "pague sus deudas" en los programas de tutoría, con mentores que actuaban como taskmasters u organizador de tareas, los cuales asignaban trabajo de campo a un alumno. La tutoría moderna ha eliminado ese elemento de subordinación. Asimismo, Kaled señaló que los mentores modernos idealmente consideran al mentor como un proveedor y al alumno como un cliente. El objetivo del mentor es agregar valor para el "cliente".

## Convocatoria de nuevos mentores

El propósito del programa de becas de la Fundación ACI es identificar, atraer y desarrollar profesionales sobresalientes para futuras carreras en la industria del concreto. Para el año académico 2020-2021, la Fundación ACI distribuyó más de 200.000 dólares a 20 estudiantes merecedores. Todos los becarios tienen la oportunidad de conectarse con un mentor. Piense en convertirse en un mentor hoy. Estos jóvenes profesionales tienen mucho que ofrecer. Considere dar su tiempo y conocimientos para ser mentor de los futuros líderes de nuestra industria.

Para conocer sobre el programa de Mentores de la Fundación ACI o para convertirse en un mentor, contacte a Tricia G. Ladely al siguiente email:

[Tricia.Ladely@acifoundation.org](mailto:Tricia.Ladely@acifoundation.org).

## **Participación en actividades profesionales de estudiantes y jóvenes de ACI**

La Fundación ACI colabora con el Comité de Actividades Profesionales de Estudiantes y Jóvenes de ACI (SYPAC, por sus siglas en inglés) ofreciendo oportunidades de voluntariado durante las Convenciones de Concreto de ACI. Los ganadores de las becas establecerán relaciones con los contactos del personal de ACI y los líderes del Comité de la Junta; aprenderán a solicitar y moderar las sesiones de la convención; reclutarán y coordinarán a los oradores y se desempeñarán en cargos de liderazgo como Presidente, Copresidente o Secretario del Consejo Colegiado de Concreto. La ACI cuenta con más de 3000 voluntarios para coordinar con éxito las reuniones durante este evento bianual. En promedio, la convención reúne a 500 estudiantes internacionales y 1500 profesionales del concreto.

A pesar de su ética de aportar valor, los mentores informan que se benefician tanto de la relación como de los alumnos, ya que ellos traen energía juvenil e ideas creativas a una situación. Tener esa perspectiva fresca puede ayudar a un mentor a ver las cosas de una nueva manera. Por encima de todo, los mentores obtienen satisfacción al saber que han mejorado la vida de otra persona.

Para los alumnos, participar en un programa de tutoría formal a menudo les lleva a considerar y apreciar los mentores informales que han tenido a lo largo de los años. Emparanza compartió que su tutoría en la APTF le ayudó a reconocer que sus padres y otros profesionales ya habían actuado como mentores en su vida. Esas personas solían recurrir a la tutoría como parte natural de sus relaciones; no obstante, Emparanza reconoció que esas personas habían hecho todo lo posible por ofrecer ayuda y apoyo, y merecían el reconocimiento de su disposición como mentores.

Otra característica notable de la tutoría moderna es que ya no es necesario que los mentores y los alumnos estén en la misma ciudad o empresa, ni siquiera que coincidan con precisión en los intereses de investigación o en las áreas de negocios. Cada vez más, los mentores y los alumnos forjan relaciones remotas. A medida que la gente se va capacitando con las plataformas de reuniones virtuales -particularmente debido al confinamiento y a las restricciones de viaje a causa de la reciente pandemia- existe una oportunidad cada vez mayor de aprender de personas en diferentes entornos y con diferentes procesos de pensamiento.

Por el contrario, tener la oportunidad ocasional de conocerse en persona -por ejemplo, en ferias comerciales- generalmente ha ayudado a que la relación mentor/alumno se profundice en una amistad

personal. Con la pandemia posponiendo muchos de estos eventos indefinidamente, los mentores y alumnos se enfrentan al reto de llenar el vacío. Sustituir las llamadas telefónicas por videollamadas es un primer paso que los mentores y alumnos consideran exitoso. Las convenciones virtuales ofrecen proyectos y objetivos alrededor de los cuales los mentores y los alumnos pueden unirse.

Mantener la flexibilidad y el apoyo ante la evolución de los planes también ha sido fundamental, ya que la pandemia ha creado gran conmoción para muchas personas, con cuestiones que van desde los estudiantes internacionales que luchan por encontrar una forma de permanecer en países extranjeros hasta el estrés que sufren los dueños de empresas que tratan de adaptarse a cambios económicos.

## **Tutorías, paso por paso**

Los mentores ofrecen asesoramiento y coaching y también actúan como orientadores para los alumnos. Más allá de responder a preguntas de enfoque estrecho, un mentor debe tomar un enfoque amplio, de resolución de problemas. Los alumnos a menudo sienten una gran cantidad de estrés al comenzar sus carreras. Una gran parte del papel de un mentor es ayudar a los alumnos a aprender a lidiar con el estrés, porque el estrés siempre será parte de la vida laboral. Los mentores pueden ayudar a los alumnos a navegar por situaciones difíciles. Por ejemplo, si el alumno tiene un proyecto desalentador que asumir, el mentor puede ayudarles a desarrollar pasos de acción. Las recomendaciones detalladas sobre cómo pensar un plan pueden ayudar a los alumnos a visualizar el éxito; los consejos prácticos sobre cómo dividir los grandes objetivos en tareas más pequeñas ayudan a los alumnos a establecer hitos alcanzables. Desde la perspectiva de los alumnos, el simple hecho de saber que este tipo de consejos se han demostrado y son verdaderos inspira confianza y les ayuda a superar las ansiedades.

Los sistemas y estrategias diarias -que los trabajadores experimentados pueden dar por hecho- deben ser articulados a los alumnos. DiBucci señaló que el consejo que encontró útil fue escribir la información. Un proceso que su mentor, Bristow, compartió con él, conocido como mapeo mental o extraer todas las ideas de la cabeza y escribirlas en un pedazo de papel, fue un paso crítico para DiBucci en la superación de los obstáculos de la productividad.

En un nivel más general, los alumnos informan que se sienten cómodos al tener un recurso al que pueden recurrir para cualquier asunto relacionado con el trabajo o incluso con la vida. Tener un mentor también facilita el networking y ayuda a ampliar las oportunidades de carrera.

Kaled, un mentor experimentado, reduce el proceso a tres C: cercanía, cadencia y concentración. La cercanía implica la construcción de una relación en la que el mentor puede conectarse a nivel personal y visualizar lo que el alumno está pasando. El mentor debe considerar: ¿Cuál es la intención del alumno? ¿Qué está pensando? ¿En qué fase de la vida ellos se encuentran?

La cadencia se refiere al número de puntos de contacto. Lo ideal es que haya un "ritmo" regular en las comunicaciones. El contacto infrecuente causa contratiempos en la relación mentor/alumno y hace que un programa de mentores sea menos productivo en general, mientras que las interacciones regulares lo hacen natural y eficiente, retomando y reanudando donde se quedaron las cosas. Bloquear el tiempo en el calendario para reconectarse es una mejor práctica.

La concentración significa luchar contra el impulso de hacer varias cosas a la vez. Estar presente y con la mentalidad adecuada para una conversación permite una experiencia óptima. Cuando los mentores y los alumnos dedican plenamente tiempo y atención el uno al otro, esto representa un claro indicador de autenticidad, lo que permite que la relación se profundice.

Un último consejo que los mentores ofrecieron durante la discusión fue abordar la tutoría con la perspectiva del alumno en mente. Puede ser muy fácil lanzar una lista de tareas de arriba a abajo o centrarse en las necesidades de la organización. Los mentores deben hacer a los alumnos preguntas directas sobre lo que valoran y lo que quieren aprender.

La base de una buena relación mentor y alumno es el compromiso de todos. Los alumnos constantemente notan que la voluntad de un mentor de dar atención total es lo que lleva a una tutoría al siguiente nivel. Una vez que un mentor forma una relación cercana y comprometida, el alumno se siente cómodo siguiendo el ejemplo y la tutoría es más constructiva.

## **Convertirse en un Mentor ACI**

Muchas personas son capaces de ser mentores y a menudo solo necesitan alguna estructura para iniciar la relación, lo que hace que este sea un gran momento para participar en el programa de Mentores de la Fundación ACI. El distanciamiento social ha causado la pérdida de muchas relaciones interpersonales, de manera que actuar como mentor es una forma de reconectarse con los demás mientras retribuye y hace que esas conexiones sean significativas.

A partir del periodo 2020-2021, la Fundación ACI pedirá a los mentores que se comprometan durante un año con sus alumnos, incluyendo un mínimo de seis reuniones de una hora. Los mentores de ACI completarán un cuestionario que se utilizará para trabajar con un alumno. Una reunión virtual ayudará a los participantes a conocerse e identificar la "pareja" adecuada.

Incluso las personas que no son extrovertidas pueden ser grandes mentores. La clave es encontrar un terreno común con el estudiante y siempre recordar el valor que se está proporcionando. Como Kaled en la discusión grupal, si hay algún momento en que la gente necesita ayuda, este es el momento. "Tener un impacto positivo en otra persona genera una energía increíble. Es algo bueno", concluyó.

Seleccionado por los editores para el interés de los lectores.



Miembro de ACI, James Bristow es un ingeniero profesional licenciado, con 18 años de experiencia en pruebas de materiales de construcción e inspecciones especiales. En mayo de 2020, su compañía, NOVA Geotechnical and Inspection Services, se unió a una familia de compañías con sede en el sudeste de los Estados Unidos, consolidada bajo el legado Universal Engineering Sciences. Bristow es el Presidente Regional de la nueva compañía y es responsable de desarrollar la dimensión, el alcance y la perspicacia técnica de la división occidental. Además, es miembro de varios comités de la ACI, incluyendo el de los Socios, SYPAC y el Premio al Joven Miembro de la ACI por Logros Profesionales, así como el Comité C670 de la ACI, Certificación de Técnico en Albañilería. También es miembro votante del Comité C15 ASTM, Unidades de Albañilería Fabricada, y está a punto de terminar su doctorado con una investigación centrada en el campo de la albañilería y las pruebas de material de laboratorio. En su tiempo libre, Bristow disfruta asesorando a jóvenes ingenieros y empresarios.



Miembro de ACI, Alvaro Ruiz Empanza es el Gerente de Desarrollo de Negocios y Asesor Técnico en Infraestructura de Mafic USA, LLC. Es Presidente del Comité ACI S805, Consejo Colegiado de Concreto-CLGE, y miembro de varios comités, entre ellos el de Desarrollo de la Fundación ACI y SYPAC; y el Comité ACI S806, Actividades Profesionales de Jóvenes. Empanza es miembro asociado del Comité 440 ACI, Refuerzo de Polímeros Reforzados con Fibras y trabaja en los Subcomités 440-H de ACI, Concreto Reforzado con FRP y 440-K, Características de los Materiales de FRP. Sus intereses de investigación incluyen la evaluación de la durabilidad de los sistemas de refuerzo alternativos para las estructuras de concreto, como el refuerzo con polímeros reforzados con fibra (FRP) y el rendimiento estructural de las estructuras de concreto reforzado con FRP. Empanza obtuvo su Licenciatura en Ingeniería Civil de la Universidad del País Vasco, San Sebastián, España; su Grado de Magíster en Ingeniería Civil de la Universidad de Ciencias Aplicadas Fachhochschule Münster, Münster, Alemania; y su Doctorado en Ingeniería Civil de la Universidad de Miami, Miami, FL.

#### **Artículo 4.- Correspondió a la Sección Perú.**

*Título: El poder de la tutoría hoy en día*



Traductor: Ing. Jackelyn Soledad Quispe Vásquez



Revisor técnico: Ing. Luciano López Vinatea

# Diseño de puentes de concreto postensado de un solo claro de profundidad variable

por Kenneth W. Shushkewich

Los puentes abovedados de un solo claro (HSSB, por sus siglas en inglés), mostrados en la Fig. 1, poseen un peralte máximo en los extremos y un peralte mínimo al centro del claro. Se utilizan para cruces de ríos de claros largos o pasos elevados de carreteras, donde sólo se requiere un claro y se desea una forma elegante y estéticamente agradable y/o el gálibo se debe maximizar. Este artículo proporciona el procedimiento de diseño para este innovador tipo de puente. Será de interés para los propietarios de agencias, los diseñadores de puentes y los contratistas de diseño y construcción que busquen una nueva solución práctica y elegante para puentes de claros largos.

Un HSSB se hace posible “restringiendo” los extremos del claro para generar un momento negativo “de bloqueo”, lo que resulta en una reducción del momento positivo y permitiendo una sección poco aperaltada al centro del claro. Los momentos negativos son generados por voladizos cortos con amarres (anclajes en roca/suelo) en sus extremos.

Después de una breve introducción a los puentes con amarres, se proporciona un ejemplo completo de diseño para un HSSB con trabe cajón de concreto postensado. La intención es proporcionar un procedimiento de diseño completamente autónomo dentro de este artículo. El artículo sigue la metodología de la Referencia 1, que proporciona información adicional sobre el diseño de puentes de trabe cajón postensados.

## Puentes con Amarres

Considere un puente de peralte variable simplemente apoyado como se muestra en la Fig. 2(a), el cual tiene un claro de longitud  $L$  y voladizos en los extremos con longitud  $a$ . Los soportes verticales cargan las reacciones  $R$ . Debido a que el momento flexionante máximo positivo ocurre al centro del claro, no será posible tener la sección menos profunda al centro del claro como se muestra.



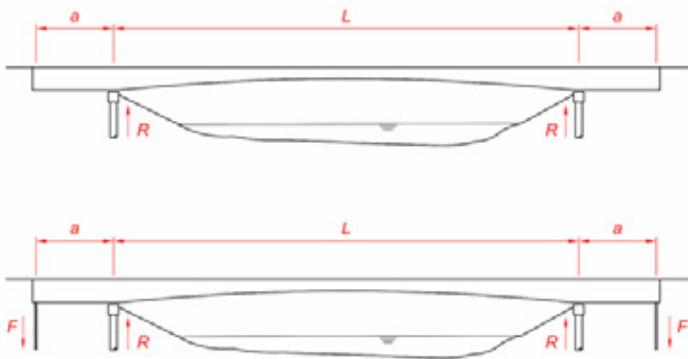
Fig. 1: Ejemplos de puentes HSSB

Ahora, apliquemos una fuerza  $F$  hacia abajo al final de cada extensión en voladizo (Fig. 2(b)). Estas fuerzas generan un momento negativo “de bloqueo”  $M_- = Fa$  en los soportes (y aumentan la magnitud de las reacciones  $R$ ). El momento de bloqueo reduce el momento positivo en el centro del claro, lo que permite utilizar una sección muy poco aperaltada, como se muestra. Los valores de  $F$  y  $a$  pueden ser ajustados para obtener cualquier distribución deseada de momento positivo y negativo. Se debe seleccionar el parámetro  $a$  para minimizar la longitud total de la estructura, sin dejar de mantener el diseño a cortante en los voladizos manejable.

El momento negativo total es la suma del momento debido al peso propio del extremo en voladizo y de  $Fa$ . A medida que  $a$  aumenta, una porción más grande de momento negativo es realizada por el peso propio. En el límite, el peso propio del voladizo soporta todo el momento negativo, tal que ya no se requieren amarres y la estructura se convierte en un puente continuo de tres claros.

Aunque un puente continuo de tres claros tiene reacciones desconocidas en los extremos a ser determinadas, los puentes descritos en este artículo tienen “acciones” en los extremos con valores prescritos. Mientras que es difícil prescribir una “reacción” de apoyo ascendente, es completamente razonable prescribir una fuerza o “acción” de amarre descendente. Por lo tanto, los puentes continuos de tres claros son estáticamente indeterminados y más difíciles de analizar y diseñar que los puentes estáticamente determinados aquí considerados.

Los puentes continuos también tienen momentos secundarios desfavorables (debido al presfuerzo, flujo plástico y contracción, y a los gradientes térmicos) que complican el diseño.



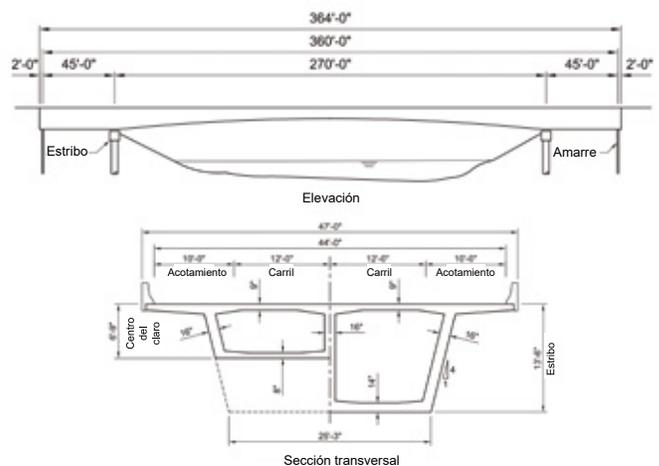
**Fig. 2** Esquemas para puentes HSSB: (a) sólo con voladizos; y (b) con voladizos con amarres

Los puentes descritos en este artículo son simplemente apoyados y son muy fáciles de diseñar. De hecho, de todos los tipos posibles de puentes, los de trabe cajón postensada de peralte variable de un solo claro simplemente apoyados que se describen en este artículo son probablemente los más fáciles de diseñar. Incluso los diseñadores de puentes novatos pueden diseñar estos puentes más hermosos y estéticamente agradables.

### Ejemplo de Diseño

Consideremos el puente que se muestra en la Fig. 3 como un ejemplo completo de diseño. La longitud del claro principal  $L = 270$  pies y la longitud de extensión del voladizo  $a = L / 6 = 45$  pies. Las fuerzas de amarre se aplican a 2 pies desde los extremos, de tal forma que la longitud total de la estructura es 364 pies.

El puente tiene dos carriles de tráfico de 12 pies y dos acotamientos de 10 pies, lo que proporciona un ancho de camino despejado de 44 pies y un ancho total de 47 pies. La sección transversal del puente es la de una trabe cajón de dos celdas/tres almas. El peralte de la viga varía de 13 pies 6 pulgadas en los estribos (y en los extremos) a 6 pies 9 pulgadas en el centro del claro, lo que resulta en relaciones claro/peralte de 20 y 40, respectivamente. El espesor de la losa superior es de 9 pulgadas, mientras que el espesor de la losa inferior varía de 8 pulgadas al centro del claro a 14 pulgadas en los estribos. Cada una de las tres almas tiene un espesor de 16 pulgadas.



**Fig. 3:** Ejemplos de diseño

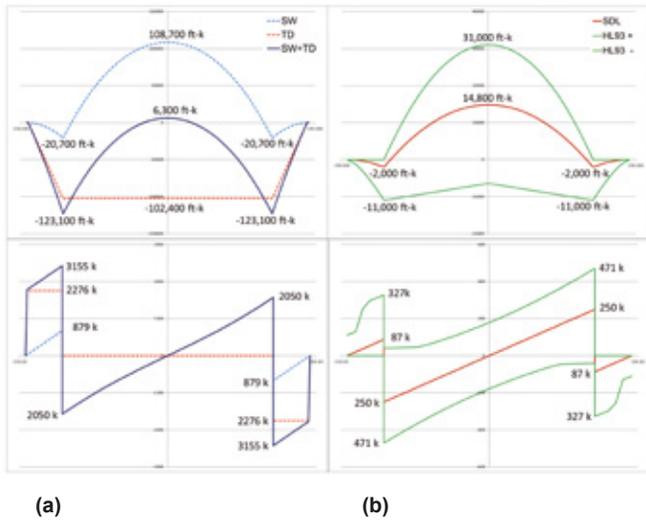
La densidad de peso propio del concreto es de 155 libras/pie<sup>3</sup>. La carga muerta superpuesta es de 1852 libras/pie, y esto incluye el peso de la guarnición y la superficie de rodamiento. Se utilizará una carga viva (LL)<sub>2</sub> de acuerdo con el AASHTO HL-93, con cuatro carriles, un factor de presencia múltiple de 0.65 y un factor de impacto (IM) de 1.33. La resistencia especificada del concreto  $f'_c$  es 6000 psi.

El método propuesto en este artículo requiere muy pocos cálculos y para realizarlos sólo se requieren los valores dados en la Tabla 1. Estos valores incluyen las propiedades de la sección al centro del claro y el estribo, los momentos flexionantes en el centro del claro y el estribo y las fuerzas a cortantes en ambos lados del estribo. Las fuerzas a cortante se dan por el lado del voladizo (estribo exterior), donde actúa la fuerza de amarre, y por el lado del claro principal (estribo interior).

**Tabla 1: Propiedades de la sección, momentos de flexión M y fuerzas a cortante V para el ejemplo de diseño**

Propiedad	Centro del Claro	Estribo
A, ft <sup>2</sup>	84.28	120.65
I, ft <sup>4</sup>	556.3	3310.3
$y_b$ , ft	2.690	6.093
$y_{br}$ , ft	4.060	7.407
$r^2$ , ft <sup>2</sup>	6.601	27.436
$r^2/y_b$ , ft	2.454	4.503
$r^2/y_{br}$ , ft	1.626	3.704
Q, ft <sup>3</sup>	—	292.814
Momento	Centro del Claro	Estribo
$M_{SW}$ , ft·kip	108,700	-20,700
$M_{SDL}$ , ft·kip	14,800	-2000
$M_{LL}$ , ft·kip	31,000	-11,000
$M_{TOTAL}$ , ft·kip	154,500	-33,700
Cortante	Exterior del Estribo	Interior del Estribo
$V_{SW}$ , kip	879	2050
$V_{SDL}$ , kip	87	250
$V_{LL}$ , kip	327	471
$V_{TOTAL}$ , kip	1293	2771

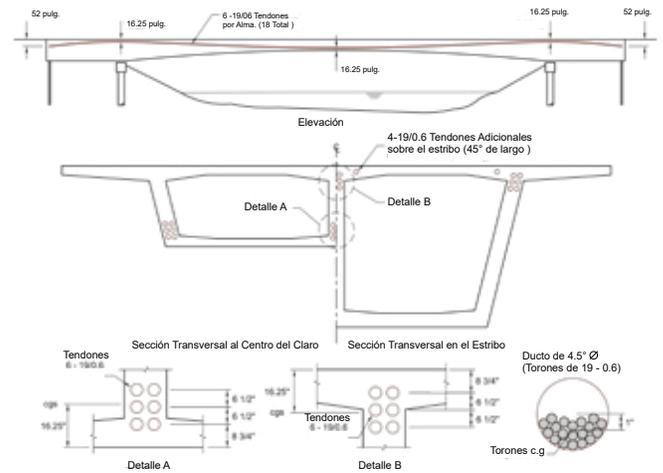
Los diagramas de momento flexionante y de fuerza a cortante para peso propio (SW), la carga muerta superpuesta (SDL), la carga viva (denominada aquí HL93) y la fuerza de amarre (TD), se muestran en la Fig. 4. La Figura 4(a) muestra los efectos individuales y combinados de SW y TD, mientras que la Fig. 4(b) muestra los efectos de SDL y HL93. La escala vertical de la figura 4(b) se ha ajustado para permitir una mayor apreciación de los efectos de las cargas vivas gobernantes en relación con los efectos de la carga muerta superpuesta distribuida uniformemente.



**Fig. 4: Diagramas de momento de flexión y fuerza a cortante:** (a) debido al peso propio SW y a la fuerza de amarre TD; y (b) debido a la carga muerta superpuesta SDL y a la carga viva HL93

La figura 4(a) muestra que una fuerza de amarre de 2276 kip (que actúa sobre un brazo de palanca de 45 pies) crea un momento de amarre de -102,400 pies·kip. Este momento desplaza el momento de peso propio hacia abajo, lo que reduce el momento positivo en el centro del claro de 108,700 a 6300 pies·kip y aumenta el momento negativo en el estribo de -20,700 a -123,100 pies·kip. Es deseable una pequeña reserva de momento positivo en el centro del claro porque asegura que no habrá una inversión del esfuerzo cuando la carga viva actúe sobre el puente.

El cortante debido a SW y TD es de 3155 kip por el lado en voladizo del estribo (estribo exterior) y 2050 kip en el lado del claro principal del estribo (estribo interior). Es importante notar que la fuerza de amarre no tiene ningún efecto sobre el cortante del claro principal.



**Fig. 5: Disposición del tendón de continuidad**

El diseñador puede seleccionar la fuerza de amarre para cambiar el diagrama del momento SW por cualquier cantidad. El método utilizado aquí es para colocar un número razonable de tendones de continuidad presforzados en el centro del claro, determinar el momento positivo que estos tendones pueden soportar y luego calcular el momento de amarre como la diferencia entre el momento positivo total y el momento positivo llevado por los tendones de continuidad. El momento del estribo se convierte en el momento total en el estribo más el momento de amarre. Puede entonces determinarse el presfuerzo necesario en el estribo, y la diferencia entre este requerimiento y el ya proporcionado por los tendones de continuidad se compensa colocando los tendones superiores locales sobre el estribo.

Los tendones de presforzado de continuidad son dispuestos utilizando las ecuaciones derivadas y resumidas en el Apéndice A. Estas ecuaciones se expresan tanto en términos de la fuerza de presfuerzo P requerida para un momento M dado, como del momento M que se puede soportar para una fuerza de presfuerzo P especificada.

## Cálculos Detallados

La secuencia de pasos proporcionada en el cuadro de texto puede aplicarse al ejemplo de diseño para un puente HSSB con trabe cajón de concreto postensado. (Nota: se utilizan cuatro lugares decimales para los cálculos. Los valores finales se redondean hacia arriba o hacia abajo).

### Procedimiento Paso a Paso

El procedimiento de diseño se puede resumir de la siguiente manera (con pasos para verificar los esfuerzos principales, la resistencia a flexión y los esfuerzos a flexión):

1. Colocar los tendones de continuidad (en el centro del claro y los estribos);
2. Determinar el momento positivo que estos tendones pueden soportar;
3. Calcular el momento de amarre: la diferencia entre el valor del Paso 2 y el momento total al centro del claro;
4. Calcular el momento negativo total en los estribos: la suma del momento de amarre y el momento total del estribo;
5. Determinar el presfuerzo requerido en los estribos;
6. Determinar los tendones superiores locales adicionales necesarios en los estribos para satisfacer el valor del Paso 5;
7. Revisar los esfuerzos principales en los estribos (en ambos lados);
8. Revisar la resistencia a la flexión (al centro del claro y los estribos); y
9. Trazar diagramas de esfuerzos de flexión y revisar los esfuerzos de flexión.

### Paso 1: Colocar los tendones de continuidad

Para el diseño de este puente se han seleccionado seis tendones de continuidad con 19 torones por alma (Fig. 5). La vista en elevación muestra que los tendones recorren toda la longitud del puente, con el punto bajo al centro del claro, los puntos altos en los estribos y los anclajes cerca de las ubicaciones de amarre. El diseño utiliza un torón de acero de siete alambres de Grado 270, de baja relajación y 0.6 pulgadas de diámetro.

Las dos secciones muestran todos los 18 tendones con el punto bajo al centro del claro y los puntos altos en los estribos. Los “detalles” adicionales muestran que el centro de gravedad de los tendones (cgs) está a 16.25 pulgadas tanto de la parte superior como de la inferior de la sección (este valor incluye 1 pulgada de desfase que cuantifica que los torones se hayan congregado hacia un lado del ducto como se muestra). Se aporta información adicional al respecto en Referencia 1.

La Figura 6 muestra los detalles del anclaje para los seis tendones de continuidad con 19 torones por alma de la trabe cajón. Las almas se ensanchan de 16 a 24 pulgadas en una longitud de 10 pies para acomodar los anclajes. El centro de gravedad de los tendones está a 52 pulgadas de la parte superior. El diseño preliminar se basa en un esfuerzo de tensado de 0.75 fpu, un esfuerzo inicial de 0.70 fpu después de pérdidas a corto plazo, y un esfuerzo efectivo final de 0.60 fpu después de pérdidas a largo plazo. En otras palabras, se supone que las pérdidas a largo plazo son de 0.10 fpu. Las pérdidas a corto y largo plazo y los esfuerzos a lo largo de la longitud del tendón deben verificarse en un análisis detallado después de terminar el diseño preliminar.

La Figura 6 muestra los detalles del anclaje para los seis tendones de continuidad con 19 torones por alma de la trabe cajón. Las almas se ensanchan de 16 a 24 pulgadas en una longitud de 10 pies para acomodar los anclajes. El centro de gravedad de los tendones está a 52 pulgadas de la parte superior.

El diseño preliminar se basa en un esfuerzo de tensado de 0.75 fpu, un esfuerzo inicial de 0.70 fpu después de pérdidas a corto plazo, y un esfuerzo efectivo final de 0.60 fpu después de pérdidas a largo plazo. En otras palabras, se supone que las pérdidas a largo plazo son de 0.10 fpu. Las pérdidas a corto y largo plazo y los esfuerzos a lo largo de la longitud del tendón deben verificarse en un análisis detallado después de terminar el diseño preliminar.

Para esta disposición de tendones, la fuerza de presfuerzo efectiva  $P$  y la excentricidad inferior  $e_{bot}$  y superior  $e_{top}$  de la sección son:

$$P = 0.60 \times 270 \text{ ksi} \times 0.217 \text{ pulg}^2 = 35,15 \text{ kip por torón y } P = 35,15 \times 342 = 12,023 \text{ kip (seis tendones que suman 342 torones)}$$

$$e_{bot} = y_b - \bar{y} = 4.0598 - 1.3542 = 2.7056 \text{ pies}$$

$$e_{top} = y_t - \bar{y} = 6.0925 - 1.3542 = 4.7384 \text{ pies}$$

### Paso 2: Determinar el momento positivo que los tendones de continuidad pueden soportar

$$M_+ = P (e_{bot} + r^2 / y_b) = 12,023 \times (2.7056 + 1.6258) = 52,100 \text{ pies kip}$$

### Paso 3: Calcular el momento de amarre

(Diferencia entre  $M_+$  y el momento total del centro del claro)

$$MTD = 52,100 - 154,500 = -102,400 \text{ pies kip}$$

### Paso 4: Calcular el total del momento negativo en los estribos

(Suma de  $MTD$  y el total del momento del estribo)

$$M_- = -102,400 + -33,700 = -136,100 \text{ pies kip}$$

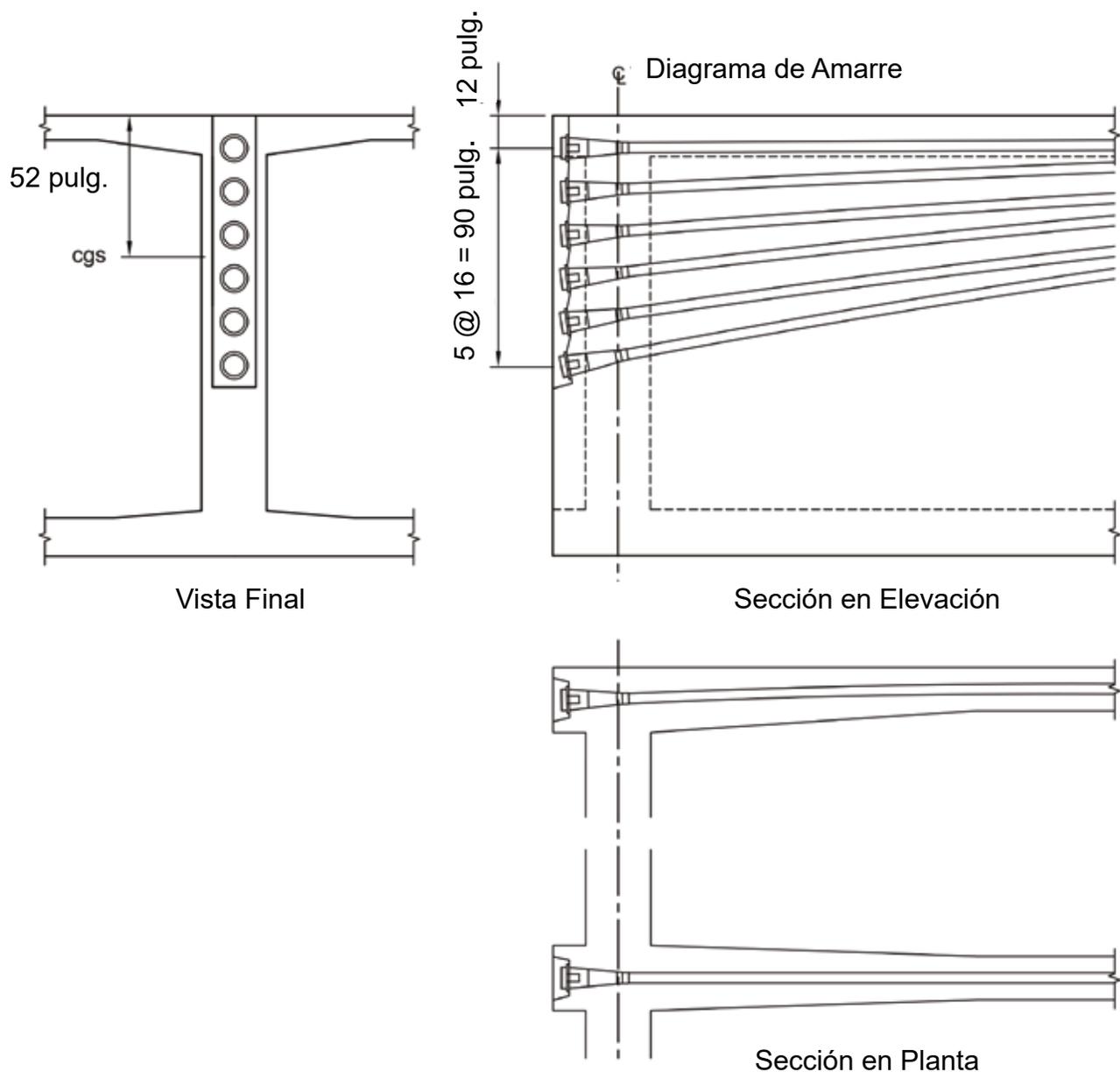


Fig. 6: Detalles del anclaje de los tendones de continuidad

**Paso 5: Determinar el presfuerzo requerido en los estribos**

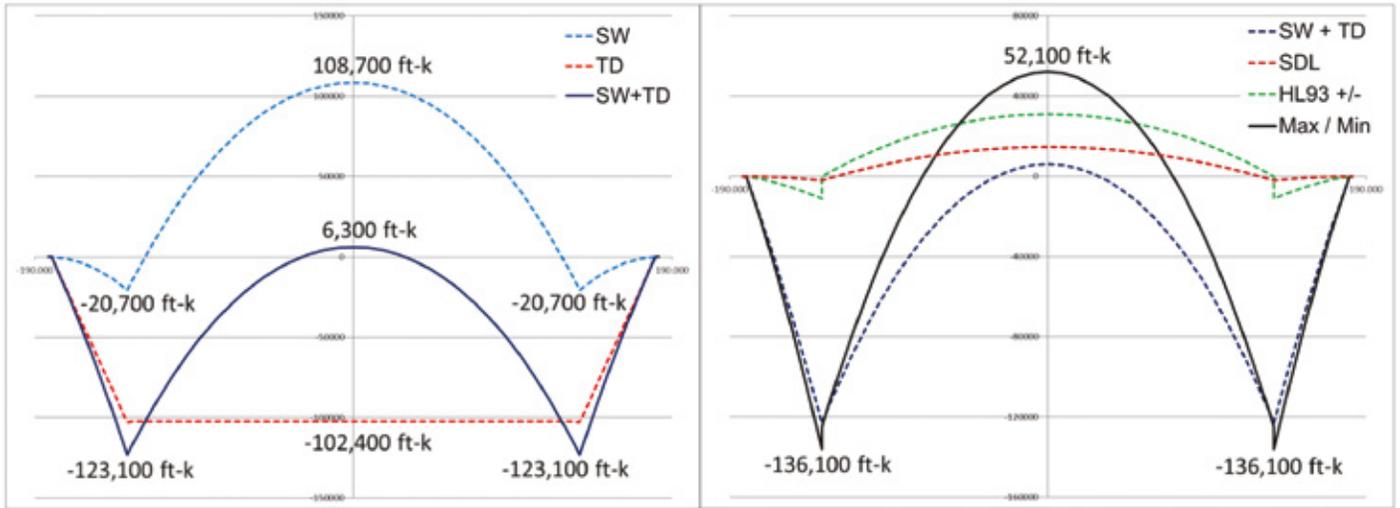
$$P_{top} = \frac{M_{top}}{(e_{top} + r^2 / y_t)} + 136,100 / ((4.7384 + 4.5033)) = 14,726 \text{ kip}$$

**Paso 6: Determinar los tendones superiores locales adicionales necesarios en los estribos**

$$P_{add} = 14,726 - 12,023 = 2703 \text{ kip}$$

$$\text{Número de torones} = 2703 / 35.15 = 76.9 \text{ (use 76)}$$

El presfuerzo adicional puede ser proporcionado por cuatro tendones de 19 torones en la parte superior de la sección sobre los estribos (Fig. 5). La longitud de un tendón adecuada será de 45 pies, con los tendones añadidos anclados en pequeños resagues en la interfaz del alma y de la losa superior, ubicada a 22 pies y 6 pulgadas a cada lado del estribo.



(a)

(b)

**Fig. 7: Diagramas de momentos de flexión para la solución de seis tendones: (a) debido al peso propio SW y la fuerza de amarre TD; y (b) debido a SW+TD junto con carga muerta superpuesta SDL y carga viva HL93**

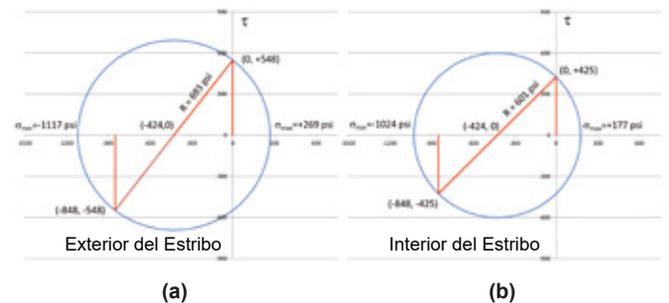
En la figura 7 se muestran dos diagramas de momento de flexión para esta solución. La figura 7(a) muestra que un momento de amarre de  $-102,400$  pies·kip desplaza el momento positivo de peso propio de  $108,700$  pies·kip a  $6300$  pies·kip, al mismo tiempo que también cambia el momento negativo de  $-20,700$  pies·kip a  $-123,100$  pies·kip. La Figura 7(b) muestra que la combinación de cargas SW + TD, SDL y HL93 dan momentos de diseño positivos y negativos de  $52,100$  pies·kip y  $-136,100$  pies·kip, respectivamente, como se calculó en los Pasos 2 y 4.

### Paso 7: Revisar los esfuerzos principales

Los cálculos para revisar los esfuerzos principales se muestran en la Fig. 8 y se resumen en la Tabla 2. Los cálculos se realizan para ambos lados del estribo. Se utilizan el esfuerzo normal  $\sigma_x = P / A$  y el esfuerzo a cortante correspondiente  $\tau_{xy} = VQ/Ib$ .

Considerando primero el exterior del estribo, la fuerza axial  $P = 14,726$  kip es la fuerza de presfuerzo requerida en el estribo (Paso 5), y la fuerza cortante  $V = 3569$  kip es el cortante combinado debido a las cargas (Tabla 1) y el cortante de amarre.

El esfuerzo de flexión y el esfuerzo a cortante se determinan como  $\sigma_x = 848$  psi y  $\tau_{xy} = 548$  psi. Estos esfuerzos se utilizan para calcular el radio  $R = 693$  psi para el diagrama del círculo de Mohr que se muestra en la Fig. 8(a), el cual indica una tensión principal máxima de  $269$  psi. Este esfuerzo está justo por debajo del valor permisible de  $3.5 \sqrt{f'_c} = 271$  psi (según la Referencia 2), lo que indica que este diseño es adecuado y que será posible reforzar esta sección sin la necesidad de aumentar el peralte de la sección o el grosor del alma.



**Fig. 8: Esfuerzos principales usando el círculo de Mohr: (a) exterior del estribo; y (b) interior del estribo**

Considerando el interior del estribo,  $P = 14,726$  kip (nuevamente) y la fuerza a cortante  $V = 2771$  kip (Tabla 1). Éstos dan  $\sigma_x = -848$  psi,  $\tau_{xy} = 425$  psi,  $R = 601$  psi y una tensión principal máxima de  $177$  psi (Fig. 8(b)). Este esfuerzo está muy por debajo del valor permisible, lo que indica que la parte del claro principal del diseño es adecuada con respecto al cortante.

(Nota: Por lo general, el diseño a cortante se regirá por la parte exterior del estribo que tiene las fuerzas de amarre).

## Paso 8: Revisar la resistencia a la flexión

Los cálculos para la revisión de resistencia se resumen en la Tabla 2. Los cálculos se realizan tanto al centro del claro como en el estribo. La relación demanda/capacidad (D/C) es 0.867 al centro del claro y 0.753 en el estribo. Estos valores indican que con respecto a la resistencia a la flexión el diseño es adecuado.

## Paso 9: Revisar los esfuerzos de flexión

Los esfuerzos de flexión sobre la longitud total del puente fueron graficados en la Fig. 9. La base para este diseño (tensión de 0 psi en la parte inferior al centro del claro bajo cargas viva y muerta combinadas) se cumple. El esfuerzo correspondiente en la parte superior de la sección en los estribos es una tensión de +319 psi. Los tendones superiores locales agregados contrarrestarán y reducirán este esfuerzo a 0 psi. El esfuerzo de compresión inicial máximo en la parte inferior es -2488 psi, que es menor que el esfuerzo de compresión inicial permisible de  $0.60 f'_{ci} = 0.60 \times 4500 \text{ psi} = 2700 \text{ psi}$ . Este a su vez es el esfuerzo de compresión máximo, por lo que todos los esfuerzos de compresión son menores que el esfuerzo final permisible de  $0.45 f'_c = 0.45 \times 6000 \text{ psi} = 2700 \text{ psi}$ . Por tanto, los diagramas de esfuerzo indican que el diseño es adecuado.

## Análisis de Verificación

Una vez completado el procedimiento paso a paso, será necesario un análisis de verificación para finalizar los parámetros de diseño. Este análisis debe incluir pérdidas de presfuerzo tanto a corto como a largo plazo, incluyendo las ocasionadas por los efectos dependientes del tiempo de flujo plástico, contracción y relajación, por lo que requiere un programa computacional especializado.

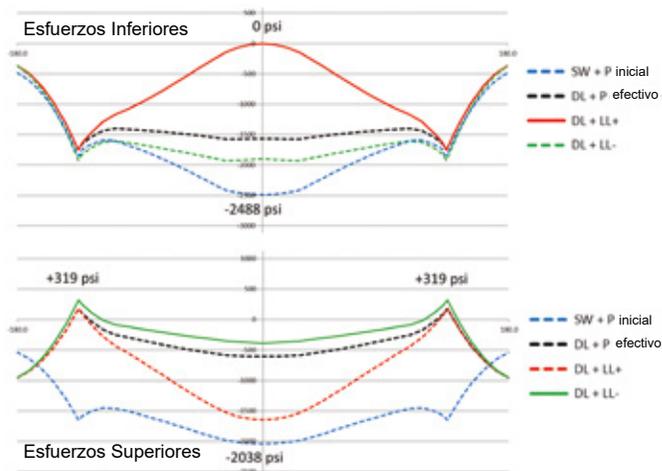


Fig. 9: Esfuerzos de flexión

## Solución Alternativa

En esta sección se presenta una solución alternativa (con cuatro tendones por alma) para demostrar la facilidad con la que este método puede utilizarse para considerar alternativas adicionales una vez que se han determinado las propiedades de la sección, los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes.

Se retiran los tendones internos que se muestran en la Fig. 5, dejando 228 torones por alma. La fuerza de presfuerzo efectiva  $P$  se convierte en 8015 kip, y  $y_{bar}$  se convierte en 1.0833 pies. En consecuencia,  $e_{bot} = 2.9765$  pies y  $e_{top} = 5.0092$  pies. La otra información básica permanece igual que en la solución con seis tendones por alma.

El momento positivo al centro del claro resistido por los tendones de continuidad es 36,900 pies kip, y el momento de amarre es -117,600 pies kip. El momento negativo total en los estribos es, por lo tanto, de -151,300 pies kip, lo que requiere una fuerza de presfuerzo de 15,903 kip en los estribos. Estos momentos se muestran en la Fig. 10, que se presenta en el mismo formato que la Fig. 7.

Los  $15,903 - 8015 = 7888$  kip adicionales pueden ser aportados por los 12 tendones adicionales de 19 torones en cada alma, ubicados cerca de la parte superior de la viga y anclados (en tres grupos de cuatro tendones) a cada lado de los estribos.

---

Los esfuerzos de flexión (y anteriormente los momentos de flexión y fuerzas a cortante) se determinan en cada nodo con un análisis computarizado de cuadro simple. El Apéndice B proporciona un método conveniente (que no es ampliamente conocido) para el cálculo de las propiedades de la sección en puentes con traveses cajón de concreto, mientras que el Apéndice C brinda un método general (que tampoco es ampliamente conocido) para la determinación de las cargas equivalentes de presforzado. Estas cargas equivalentes se utilizan para determinar la excentricidad del tendón en cada nodo, el cual después se utiliza en el cálculo de los esfuerzos en cada nodo.

Si bien el momento de amarre es mayor que el momento de peso propio, este es menor que el momento debido al SW más el SDL (123,500 pies kip). Esto es aceptable porque hay una reserva de momento positivo bajo carga permanente, y no habrá una inversión de momento (y una inversión de esfuerzo) en el centro del claro debido a la carga viva transitoria.

La Tabla 2 proporciona un resumen de los cálculos para verificar los esfuerzos principales y la resistencia última para la solución de cuatro tendones por alma, que se pueden comparar con los de la solución de seis tendones por alma. El esfuerzo principal fuera del estribo aumenta de 269 a 297 psi (que es un 10% mayor que el valor permitido de 271 psi), mientras que el esfuerzo principal dentro del estribo ha disminuido de 177 a 167 psi. Exceder el esfuerzo principal en un 10% puede justificar un engrosamiento de las almas en la región fuera del estribo, o al menos un análisis más detallado del refuerzo a cortante en esta etapa en lugar de en el diseño final. Mientras tanto, la resistencia a la flexión D/C ha aumentado de 0.867 a 0.946 al centro del claro y de 0.753 a 0.761 en los estribos.

Las soluciones de seis y cuatro tendones por alma son aceptables, y los diseñadores deberán seleccionar la que les resulte más cómoda. El autor prefiere personalmente la solución más robusta de seis tendones.

## Consideraciones Adicionales

El código AASHTO2 incluye dos consideraciones adicionales que se abordan en esta sección:

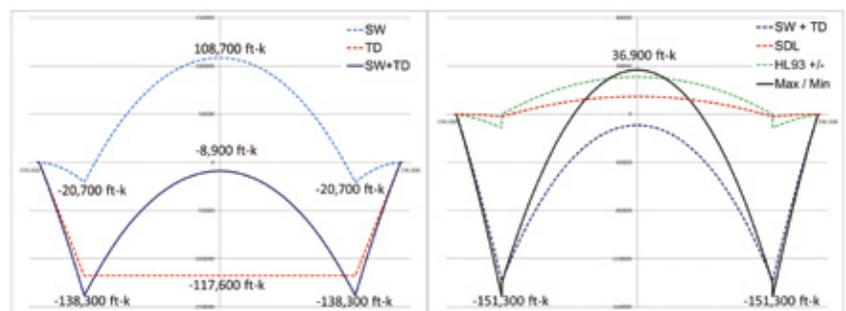
(1) El ejemplo de diseño se ha basado en tensión cero bajo carga viva y muerta, en la parte inferior al centro del claro y en la parte superior en los estribos. Sin embargo, el código AASHTO permite un esfuerzo de tensión de  $6\sqrt{f'_c}$  en estas locaciones.

**Tabla 2: verificación de los esfuerzos principales y de la resistencia a la flexión para el ejemplo de diseño.**

Parámetro	Esfuerzo Principal			
	Seis tendones/ alma		Four tendons/web	
	Exterior del Estribo	Interior del Estribo	Exterior del Estribo	Interior del Estribo
P, kip	14,726	14,726	15,903	15,903
V <sub>LOADS</sub> , kip	1293	2771	1293	2771
V <sub>TD</sub> , kip	2276	0	2614	0
V, kip	3569	2771	3907	2771
$\sigma_x$ , psi	-848	-848	-915	-915
$\tau_{xy}$ , psi	548	425	600	425
R, psi	693	601	755	625
$\sigma_{min}$ , psi	-1117	-1024	-1212	-1083
$\sigma_{max}$ , psi	269	177	297	167
$<3.5\sqrt{f'_c}$	271	271	271	271
Parámetro	Resistencia a la Flexión			
	Seis tendones/ alma		Cuatro tendones/ alma	
	Centro del claro	Estribo	Centro del claro	Estribo
M <sub>u</sub> , ft-kip	80,600	-175,600	61,600	-194,600
M <sub>c</sub> , ft-kip	75,600	-222,400	58,900	-239,100
$\phi M_{nr}$ , ft-kip	80,600	-222,400	61,600	-239,100
M <sub>r</sub> , ft-kip	93,000	-295,300	65,100	-314,300
D/C	0.867	0.753	0.946	0.761

El método descrito aún puede usarse reemplazando las expresiones para M+ y P<sub>top</sub> en el Apéndice A como se indica en la Ec. (4) y (5), con los dados por la Ec. (7) y (10). Las últimas ecuaciones tienen ese plazo adicional para el momento debido al esfuerzo de tensión permisible.

Para la solución de seis tendones, ese término adicional aumenta el momento en la Ec. (7) en 9200 pies kip y disminuye el momento en la Ec. (10) en 36,300 pies kip. El resultado neto es que la fuerza de presfuerzo superior requerida es de 9800 kip, que es menor a los 12,023 kip proporcionados, por lo que no se requieren tendones superiores adicionales locales en los estribos.



**Fig. 10: Diagramas de momentos de flexión para la solución de cuatro tendones: a) debido al peso propio SW y la fuerza de amarre TD; y b) debido al SW + TD junto con la carga muerta superpuesta SDL y la carga viva HL93.**

(2) AASHTO también permite que se utilice el 0.8 (LL + IM) para comprobar los esfuerzos de tensión, aunque el 1.0 (LL + IM) debe utilizarse para comprobar los esfuerzos de compresión (véase el comentario de AASHTO para esta discusión).

El diseñador puede aprovechar esto en el método presentado reduciendo los momentos positivos y negativos HL93 en la Tabla 1 en un 20%. Los procedimientos para determinar el momento de amarre y el presfuerzo necesario en el estribo siguen siendo los mismos. Sin embargo, la carga HL93 completa debe utilizarse para calcular y graficar los esfuerzos de flexión utilizados en las comprobaciones contra los esfuerzos de compresión permitidos.

## Detalles del estribo

Las traveses de cajón tienen diafragmas de 2 pies de espesor en los estribos y en los puntos de amarre (Fig. 11). Los diafragmas de los estribos transfieren las reacciones de soporte de las almas, mientras que los diafragmas de amarre transfieren las fuerzas de amarre a las almas. Los amarres consisten en 24 anclas en roca y suelo, cada una compuesta por cinco torones de acero Grado 270 de 0.6 pulgadas de diámetro. Las anclas se colocan en dos filas y están espaciadas a 2 pies de distancia a lo largo del ancho de la trabe cajón. Cada ancla tiene una cabeza de anclaje en la parte superior y un dispositivo que transfiere la fuerza a la roca o al suelo en el extremo embebido.

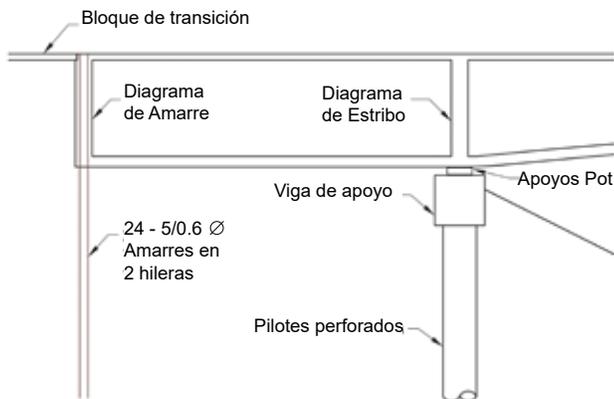


Fig. 11: Detalles en la ubicación de los estribos y los amarres

El puente es soportado en apoyos tipo Pot situados en la parte superior del cabezal. Estos apoyos soportan las reacciones de carga total más las reacciones de las fuerzas de amarre.

Los estribos que se muestran están cimentados sobre pilotes colados en sitio, pero también pueden estar sobre pilotes hincados o zapatas corridas (dependiendo de las condiciones del suelo). Las losas de acceso con una pequeña junta de expansión en cada extremo (para un movimiento de 182 pies) completan el diseño de este puente.

El método descrito en este artículo se refiere al diseño de la superestructura, y sólo se han mostrado estribos sencillos para el ejemplo de diseño. Sin embargo, con esta solución de superestructura se puede utilizar una amplia variedad de alternativas de subestructura. Éstas incluyen elevar el puente para tener estribos regulares con aleros como los que se muestran en la Fig. 1, o apoyar el puente sobre pilas en la zona de los apoyos y tener estribos en la zona de los amarres, como se muestra en la Fig. 12. Así pues, las extensiones de los voladizos pueden ocultarse, como se muestra en la Fig. 1, para revelar un puente de un solo claro, o pueden abrirse, como se muestra en la Fig. 12, para mostrar un puente de tres claros.

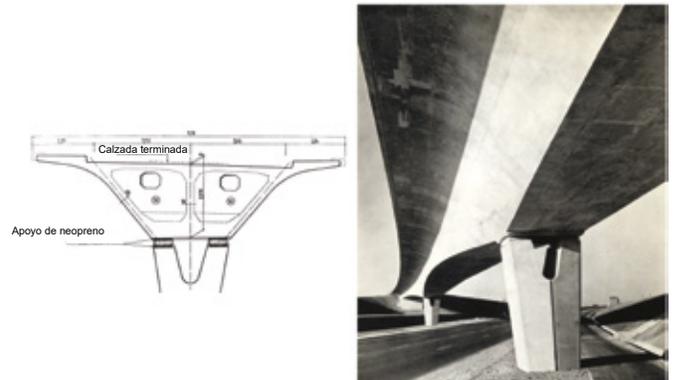


Fig. 12: El puente del aeropuerto de Orly cerca de París, Francia.

Diseñada por Eugene Freyssinet, esta estructura tiene las características estéticas más elegantes, incluyendo su peralte variable, almas inclinadas que transitan suavemente en los voladizos y hermosas pilas ranuradas.

Cuando se utiliza un voladizo final expuesto como solución, puede ser conveniente alargar los voladizos y darles perfiles parabólicos para mejorar su estética. Se requerirán amarres si los voladizos son cortos en los extremos tal que se levanten en sus extremos. Cuando sean lo suficientemente largos como para tener reacciones de apoyo en sus extremos, ya no podrá utilizarse el método descrito aquí, y deberá utilizarse el procedimiento normal para el diseño de puentes continuos estáticamente indeterminados de tres claros (como se describe en la Referencia 1).

## Consideraciones de construcción

El puente en el ejemplo de diseño fue concebido para ser construido mediante construcción en sitio sobre cimbras. Este método de construcción es adecuado para cruces de carreteras y de ríos (en los que se pueden colocar cimbras en el río). Si no se permite el uso de cimbra en el agua, este procedimiento de diseño puede utilizarse con construcciones de segmentos en sitio (véase la Referencia 3).

## Conclusiones

Este artículo ofrece un procedimiento sencillo para el diseño de puentes de trabe cajón de concreto postensado de un solo claro y con peralte variable. Esto permite diseñar y construir puentes estéticamente agradables. El método de diseño para puentes HSSB es relativamente simple, e incluso los diseñadores de puentes principiantes pueden crear puentes muy hermosos, ya que estos puentes no son más difíciles de diseñar que los puentes con soportes sencillos de un solo claro. Tienen todos los beneficios de un puente continuo, sin ninguna de las complejidades que conlleva su diseño.

## Referencias

1. Corven, J., "Post-Tensioned Box Girder Design Manual," FHWA-HIF-15-016, Federal Highway Administration, Washington, DC, June 2016, 355 pp.
2. "AASHTO LRFD Bridge Design Specifications," eighth edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 2017, 1780 pp.
3. Shushkewich, K.W., "Design of Haunched Single Span Bridges," Structural Engineering International, Journal of the IABSE, publication pending, 2020.
4. Mosley, W.H., and Spencer, W.J., Microcomputer Applications in Structural Engineering, Macmillan, London, 1984, 276 pp.
5. Shushkewich, K.W., "Simplified Equivalent Loads of Prestressing," ASCE Journal of Structural Engineering, V. 117, No. 11, Nov. 1991, pp. 3538-3542.

Seleccionado por los editores para el interés de los lectores.



Kenneth W. Shushkewich, miembro ACI que trabaja con KSI Bridge Engineers. Se especializa en el diseño y construcción de puentes de concreto presforzado únicos e innovadores. Anteriormente estuvo con Jean Muller International y T.Y. Lin International. Es miembro de los Comités conjuntos ACI-ASCE y 343, Diseño de Puentes de Concreto, y del Comité 423, Concreto Presforzado. Puede ser contactado en [kenshushkewich@hotmail.com](mailto:kenshushkewich@hotmail.com).

### Artículo 5.- Corresponde a la Sección Noreste de México.

*Título: Diseño de puentes de concreto postensado de un solo claro de profundidad variable*



Traductor: Lic. Iliana M Garza Gutiérrez



Revisor técnico: Dr. B Tadeo Terán Torres

## Apéndice A-Ecuaciones de presfuerzo

Las ecuaciones para el esfuerzo en la parte superior e inferior de la sección para el momento positivo y el presfuerzo en la parte inferior (con la convención del signo de que la tensión es positiva) pueden expresarse como:

$$f_{top} = \frac{-P}{A} + \frac{P e y_t}{I} - \frac{M y_t}{I} \quad (1)$$

$$f_{bot} = \frac{-P}{A} - \frac{P e y_b}{I} + \frac{M y_b}{I} \quad (2)$$

En el ejemplo, el presfuerzo al centro del claro está proporcionado de tal manera que el esfuerzo en la parte inferior será cero. Al establecer la Ec. (2) igual a cero, reordenando, y teniendo en cuenta que  $r^2 = I/A$ , podemos expresar P en términos de M así como M en términos de P.

$$P_{bot} = \frac{M^+}{(e_{bot} + r^2/y_b)} \quad (3)$$

$$M^+ = P_{bot} (e_{bot} + r^2/y_b) \quad (4)$$

De forma similar, el presfuerzo en los estribos está proporcionado de tal manera que el esfuerzo en la parte superior será cero. Las ecuaciones (5) y (6) expresan P en términos de M y M en términos de P, respectivamente.

$$P_{top} = \frac{M^-}{(e_{top} + r^2/y_t)} \quad (5)$$

$$M^- = P_{top} (e_{top} + r^2/y_t) \quad (6)$$

Si el esfuerzo de tensión permisible es  $6\sqrt{f'_c}$  (y no cero), entonces las ecuaciones para M+ y M- se convierten en:

$$M^+ = P_{bot} (e_{bot} + r^2/y_b) + 6\sqrt{f'_c} I / y_b \quad (7)$$

$$M^- = P_{top} (e_{top} + r^2/y_t) + 6\sqrt{f'_c} I / y_t \quad (8)$$

Y las expresiones para Pbot y Ptop tornan en:

$$P_{bot} = \frac{M^+ - 6\sqrt{f'_c} I / y_b}{(e_{bot} + r^2/y_b)} \quad (9)$$

$$P_{top} = \frac{M^- - 6\sqrt{f'_c} I / y_t}{(e_{top} + r^2/y_t)} \quad (10)$$

## Apéndice B-Características de la Sección

Las características de la sección pueden determinarse utilizando el método indicado en la Referencia 4. Los nodos de la sección transversal están numerados (Fig. 13), de manera que la numeración en sentido contrario a las agujas del reloj se utiliza fuera de la sección, y la numeración en sentido de las agujas del reloj se utiliza dentro de la sección. Las ecuaciones que mostradas se emplean luego en una hoja de cálculo para determinar las propiedades de la sección: A, I, yt, yb, y r<sup>2</sup>. Puesto que la sección es simétrica, sólo hay que considerar la mitad de la sección, y los valores de A e I se duplican (el factor 2 de las ecuaciones ya explica esta duplicación).

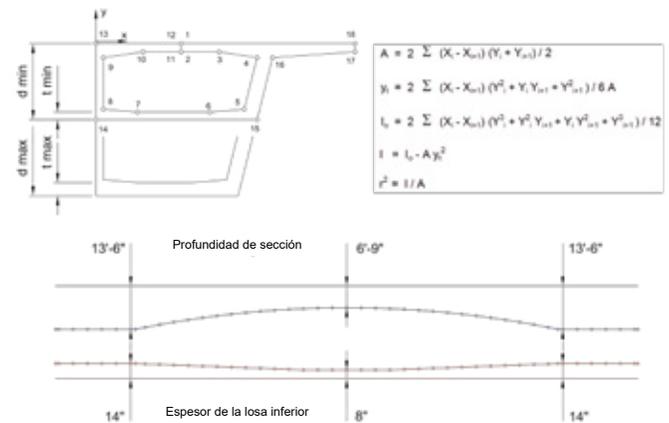


Fig. 13: Un método conveniente para calcular las propiedades de la sección para una trabe cajón abovedada (después de la Referencia 4).

La única diferencia entre las secciones a lo largo del puente es que el peralte varía parabólicamente desde 13 pies 6 pulgadas en el estribo hasta 6 pies 9 pulgadas al centro del claro, y el espesor de la losa inferior varía linealmente desde 14 pulgadas en el estribo hasta 8 pulgadas en el centro del claro (como se muestra en la Fig. 13). La hoja de cálculo se adapta fácilmente para considerar cada sección en toda la longitud del puente (cada nodo en el modelo computarizado), considerando que el puente es simétrico y que sólo es necesario calcular la mitad de las propiedades de la sección.

## Apéndice C-Cargas Equivalentes

Aunque no es necesario que las cargas equivalentes utilicen el método descrito en este artículo, un análisis computarizado de cargas equivalentes puede ser útil para determinar la excentricidad del tendón de presfuerzo en cada nodo. (Nota: Se utilizan cuatro decimales para los cálculos. Los valores finales se redondean hacia arriba o hacia abajo).

Utilizando la terminología descrita en la Referencia 5 y mostrada en la Fig. 14, y notando que  $e_{end} = 4.3333 - 6.9025 = -1.7592$  pies;  $e_{top} = 1.3542 - 6.0925 = -4.7384$  pies; y  $e_{bot} = 4.0598 - 1.3542 = 2.7056$  pies, tenemos  $e_{end} - e_{top} = +2.9792$  pies y  $e_{bot} - e_{top} = +7.4440$  pies. Por lo tanto, las cargas equivalentes se calculan de la siguiente manera (con una fuerza unitaria de presfuerzo de  $P = 10.000$  kip):

$$F_a = \frac{+2P(e_{end} - e_{top})}{(a + b)} = \frac{+2 \times 10,000 \text{ kip} \times 2.9792 \text{ ft}}{45 \text{ ft}} = +1324 \text{ kip}$$

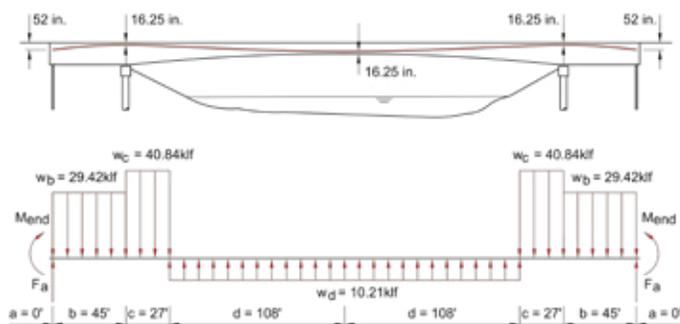
$$w_b = \frac{-2P(e_{end} - e_{top})}{b(a + b)} = \frac{-2 \times 10,000 \text{ kip} \times 2.9792 \text{ ft}}{45 \text{ ft} \times 45 \text{ ft}} = -29.42 \text{ kip/ft}$$

$$w_c = \frac{-2P(e_{bot} - e_{top})}{c(c + d)} = \frac{-2 \times 10,000 \text{ kip} \times 7.4440 \text{ ft}}{27 \text{ ft} \times 135 \text{ ft}} = -40.84 \text{ kip/ft}$$

$$w_d = \frac{+2P(e_{bot} - e_{top})}{d(c + d)} = \frac{+2 \times 10,000 \text{ kip} \times 7.4440 \text{ ft}}{108 \text{ ft} \times 135 \text{ ft}} = +10.21 \text{ kip/ft}$$

$$M_{end} = P \times e_{end} = 10,000 \text{ kip} \times -1.7592 \text{ ft} = -17,592 \text{ ft} \cdot \text{kip}$$

Los resultados del análisis computacional dan la excentricidad  $e = M/P$  en cada nodo. Esto permite calcular el esfuerzo de flexión, el esfuerzo principal y/o la resistencia a la flexión en cada nodo, y facilita el trazado de estos diagramas sobre la longitud del puente.



**Fig. 14: Un método conveniente para calcular las cargas equivalentes para determinar la excentricidad del tendón en la longitud de la viga (después de la Referencia 5).**



# CONCRETO

LATINOAMÉRICA

