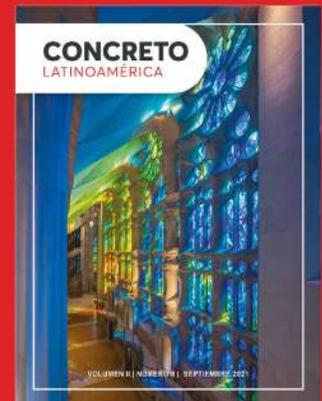
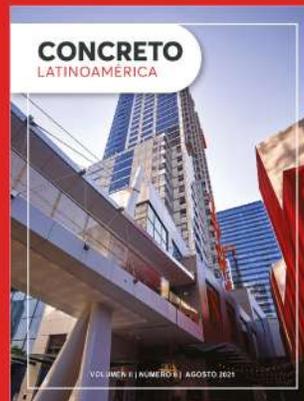
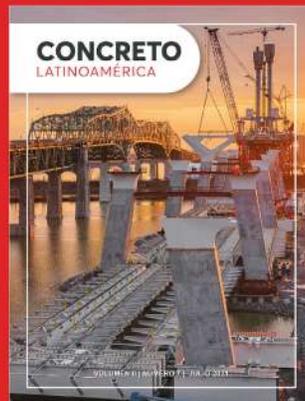
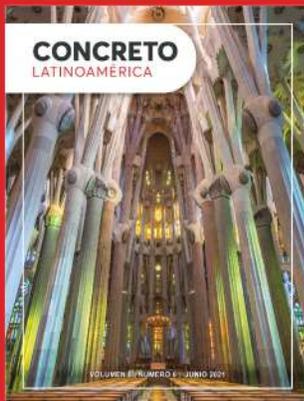
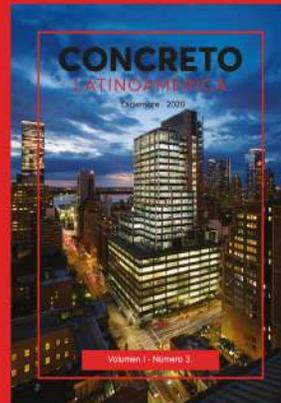
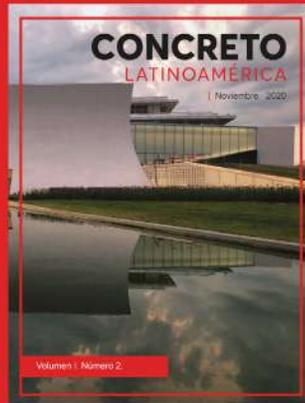
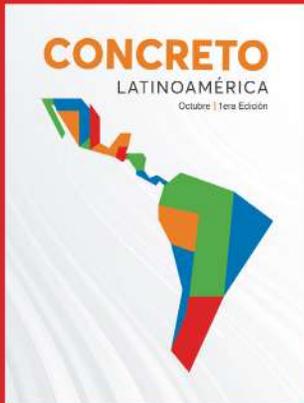


CONCRETO

LATINOAMÉRICA

1° 
PRIMER
ANIVERSARIO



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

CONTENIDO

Pág.

4

24 horas de conocimiento del concreto: Una experiencia Global

Traducción y revisión técnica a cargo del Capítulo: Centro y Sur de Ecuador

7

Método de diseño a cortante para elementos de concreto preeforzado

Traducción y revisión técnica a cargo del Capítulo: Argentina

20

Un Canal Monumental para mitigar inundaciones en Arabia Saudita

Traducción y revisión técnica a cargo del Capítulo: México Noreste

35

Ajustando Contenido de Aire en Sitio

Traducción y revisión técnica a cargo del Capítulo: Puerto Rico

37

Recomendaciones de Resistencia a la Compresión para Protección del Concreto Expuesto a Múltiples Ciclos de Congelación y Descongelación

Traducción y revisión técnica a cargo del Capítulo: Costa Rica

COMITÉ EDITORIAL:

Presidente del Comité Editorial:

Ing. Alejandro Miguel Narro Aguirre
Presidente de la Sección Noreste de México del ACI.
(2020-2022)

Editor en Jefe:

Ing. José Lozano y Ruy Sánchez

Editor Asociado:

M.C. Lucio Guillermo López Yépez

Soporte Técnico:

Dr. Alejandro Durán Herrera

Coordinadora de Traducciones:

Lic. Iliana M. Garza Gutiérrez

Comunicación y Logística:

Lic. Ana Durán Herrera

Cualquier asunto relacionado con la publicación contactarse a:

Correo: concretolatam@gmail.com

Tel: +52 81 2146 4907

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

Diseño Editorial: Comunicación e Imagen Institucional FIC-UANL

MDG. Rosa Otilia Armendáriz Solís
LDI. Luis Yerel Romo Valdez
LDI. Monserrat Treviño Garza

Auxiliar de Diseño:

Alejandro Martínez Sánchez

Los contenidos de los artículos corresponden a la traducción del inglés al español realizada por los Capítulos del ACI en Latinoamérica, y fueron originalmente publicados en la revista Concrete International correspondiente al mes de Octubre de 2021. El Instituto no se hace responsable por las declaraciones u opiniones expresadas en sus publicaciones. Las publicaciones del instituto no pueden ni pretenden suplantar el entrenamiento técnico individual, responsabilidad o juicio del usuario o de quien provee y presenta la información. Con el propósito de difundir el conocimiento técnico del concreto, se autoriza la difusión de la presente edición a los Capítulos del ACI de habla hispana entre su membresía y grupos de interés, sin embargo, será necesaria la autorización del American Concrete Institute para reproducir total o parcialmente los contenidos de este número salvo que se hagan para uso personal o académico y sin fines comerciales. Todos los materiales originales en inglés, y contenidos en este número de Concreto Latinoamérica en español, están protegidos por las leyes de Derechos de autor y propiedad industrial, tanto nacionales como internacionales.

Representantes de los Capítulos ACI de Latinoamérica:

Argentina
Colombia

Costa Rica
Ecuador Centro y Sur

Guatemala

México Noreste
México Noroeste
México Centro y Sur
México Sureste

Perú
Puerto Rico

Dr. Raúl Bertero
Dra. Nancy Torres Castellanos
Dr. Fabían Lamus Báez
Ing. Minor Murillo Chacón
Ing. MSc. Santiago Vélez Guayasamín
Ing. Luis Álvarez Valencia
Ing. Xiomara Sapón Roldán
Ing. Alejandro M. Narro Aguirre
Ing. Alejandra Valencia
Arq. Arturo Rodríguez Jalili
Mtro. Joseph Elí Mandujano Zavala
Ing. Luciano López Vinatea
Ing. Anabel N. Merejildo



Foto de portada: Al cumplirse nuestro primer aniversario, en la portada de este mes mostramos las imágenes de las portadas de los primeros doce números de la revista Concreto Latinoamérica. Gracias a todos los que a lo largo de este primer año han colaborado con la revista, y felicidades por el primer aniversario.



¡Únete Hoy!
Conoce tu capítulo
local ACI

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



24 horas de conocimiento del concreto: Una experiencia Global

El departamento de Actividades Internacionales de ACI recientemente realizó un evento único llamado "24 horas de Conocimiento del Concreto", con 48 presentaciones de expertos ubicados en todo el mundo. Esta conferencia gratuita reunió a más de 700 asistentes de más de 60 países para aprender sobre innovaciones e interesantes proyectos de concreto en varias regiones. Los capítulos internacionales ACI y los socios de la industria global fueron coanfitriones y moderadores del programa durante las 24 horas. El Vicepresidentes de ACI Charles Nmai y Tony Nanni actuaron como moderadores globales de la conferencia.

El evento comenzó a las 3:00 p.m. hora de verano del Este (EDT por sus siglas en inglés) el 13 de julio de 2021 y terminó a las 3:00 p.m. hora de verano del este (EDT por sus siglas en inglés) el 14 de julio.

Después de una introducción de la sede mundial de ACI en Farmington Hills, MI, EE. UU., las conversaciones empezaron en Canadá, posteriormente a países del Centro y Sur de América, así como a México, luego a Nueva Zelanda y Australia, posteriormente a Japón y el sur de Corea, después a Singapur y Tailandia, y luego a la India.

Luego la batuta pasó a los oradores del Medio Oriente, con presentaciones de Egipto, Irak y los Emiratos Árabes Unidos (EAU), luego a Italia, Bélgica, los Países Bajos, Noruega, España, Reino Unido e Irlanda. El foco de atención luego volvió a América del Sur, con presentaciones de Brasil y Chile.

Bernie Pekor, Director Internacional de Desarrollo empresarial ACI, y Ahmad Mhanna, Director Regional de ACI Medio Oriente, moderaron las sesiones de preguntas y respuestas en vivo después de cada presentación.

Foco en Innovación y Desafíos de la construcción

Muchas presentaciones mostraron tecnologías vanguardistas del concreto e investigaciones de sostenibilidad que podría avanzar la ciencia de la producción de hormigón y construcción. Los moderadores



Ruta de 24 horas de conocimiento de concreto, evento que empezó en Farmington Hills, MI, USA (código de aeropuerto DTW), y finalizó en Santiago, Chile (código de aeropuerto SCL), equivalente a 47,800 millas (76,930 km)



Un mapa mundial que muestra los países con asistentes registrados para “24 horas de conocimiento de concreto”

explicaron muchos avances en la producción y colocación de hormigón, incluido ensayos de sulfatos para agregados para evitar la expansión del hormigón, reemplazo de cementos Portland con cementos de arcilla calcinada con piedra caliza (LC3), y medios para reducir la huella de carbono del cemento productores. Se discutieron desafiantes proyectos de edificios altos construidos en Ecuador, México, Nueva Zelanda, Australia y Egipto. Los proyectos incluyeron la icónica Torre de Alejandría, Egipto, que ahora es el edificio más alto de África. Otros proyectos interesantes de construcción de edificios de hormigón incluyeron una estructura de parque eólico flotante de hormigón en alta mar llamada Hywind Tampen en Noruega. Se discutieron dos proyectos destacados en Brasil: una instalación de investigación de forma circular con acelerador de partículas de alta tecnología conocida como Sirius, la infraestructura científica más compleja jamás construida en el país; y la reconstrucción del famoso Estadio Maracana, un estadio de concreto reforzado de la década de 1950 en Río de Janeiro que fue la base de operaciones de la selección brasileña de fútbol y fue rehabilitado para la Copa del Mundo de 2014 y los Juegos Olímpicos de Verano de 2016. Se proporcionó información sobre técnicas de construcción de edificios de gran altura de hormigón prefabricado, un sistema de construcción sísmica híbrida para edificios en Nueva Zelanda con “muros oscilantes de hormigón pretensado” y un edificio de construcción modular de hormigón prefabricado de gran altura en Melbourne, Australia.

Otros aspectos destacados incluyeron presentaciones en las que se discutieron aplicaciones importantes como la fabricación aditiva de hormigón (impresión 3-D) para unidades de vivienda y espacio de trabajo.

Sostenibilidad

En el tema de la sostenibilidad, los conceptos y cuestiones incluyeron la durabilidad del polímero reforzado con fibra de carbono (CFRP) envase; fuentes de cenizas volantes; investigación de cobertura de zonas de salpicadura por investigadores de la Universidad de Tokio; reduciendo la huella de carbono en la producción de cemento de investigadores en Noruega; y un hormigón sostenible compuesto de áridos reciclados y cementos alternativos, así como avances de hormigón autocurativo de investigadores del Reino Unido.

Algunas presentaciones se enfocaron en concreto dañado, esfuerzos para encontrar las causas, y los esfuerzos para reparar y rehabilitar estas estructuras. Los estudios de caso incluyeron una discusión de un puente de hormigón prefabricado-pretensado segmentado así como un edificio que se inclinó ampliamente como resultado de la falla de elementos de cimentación de hormigón. En este último caso, los ingenieros realizaron esfuerzos notables para demoler el edificio en un barrio de alta densidad. Otras discusiones involucraron el hormigonado en climas cálidos preocupaciones, como mantener el control de calidad del hormigón en lugares como los Emiratos Árabes Unidos e Irak. El uso de no metálicos técnicas de refuerzo y fortalecimiento, como envoltura de polímero reforzado con fibra (FRP) y fibra de vidrio reforzada barras de refuerzo de

polímero (GFRP), fueron temas adicionales. Innovaciones en la producción sostenible y más duradera concretos con una vida útil prolongada se han visto en numerosas estructuras de edificios altos recientes y muchos proyectos de infraestructura multimillonarios en todo el mundo. Existe una necesidad crítica de mejorar el desempeño de estructuras de hormigón en todo el mundo, y una presentación sobre un sistema ferroviario peatonal de hormigón elevado en Mumbai, India, enfatizó esto.

Compartiendo las mejores prácticas

La conferencia "24 horas de conocimiento concreto" demostró que la misión de ACI de "siempre avanzando" es compartida por practicantes concretos alrededor del mundo. ACI planea llevar este evento a toda la comunidad mundial del concreto nuevamente en 2022. El concreto es esencial, y compartiendo las mejores prácticas, los avances en la investigación, los principios de diseño de ingeniería pueden conducir a infraestructura de concreto más duraderas, más seguras, y más rentables en todas las naciones.



Robert Howell, es Ingeniero del Programa de Desarrollo Profesional de ACI desde 2014. Cuenta con más de 25 años de experiencia en diseño estructural y anteriormente fue Líder de Estructuras en IBI Group, anteriormente Giffels Associates, Inc. Howell obtuvo su licenciatura en ingeniería civil en la Universidad Estatal de Wayne, en Detroit, MI, EUA, y su Maestría en Administración de Cadena de Suministro en la Universidad Estatal de Michigan, en East Lansing, MI. Es ingeniero profesional autorizado en el estado de Michigan.

American Concrete Institute (ACI)

¡SU MEMBRESÍA SIGNIFICA CONOCIMIENTO!

¿Sabías que como miembro del ACI tienes nuevos beneficios?

Únete a más de 30,000 profesionales en más de 100 países y forma parte de una comunidad premier y de alcance global dedicada al mejor uso del concreto.



American Concrete Institute

¡Tenemos todos los recursos en concreto que puedas necesitar!

La membresía del ACI ahora incluye acceso libre a los "webinars" de la Universidad ACI así como a los cursos que a demanda ofrece el Instituto, además del acceso ilimitado a las prácticas y documentos de simposios (Incluyendo todas las guías y reportes ACI), lo que otorga a los miembros un acceso sin precedente al acervo de conocimientos del Instituto.

Combinado con muchos otros beneficios, la membresía ACI te otorga, además de sustanciales descuentos, la revista mensual, las publicaciones periódicas técnicas (Technical Journals), envíos gratuitos y más. La membresía del ACI te da la oportunidad de ahorrar dinero y tiempo mientras incrementas tu competitividad y productividad.

UNETE YA
www.concrete.org



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

Título: 24 horas de conocimiento del concreto: Una experiencia Global



Traductor y Revisor Técnico:
Ing. Santiago Velez Guayasamin MSc DIC

Método de diseño a cortante para elementos de concreto preesforzado

Intento de mejorar la aplicabilidad

por Thomas Kang, Deuckhang Lee, Meirzhan Yerzhanov, and Hyunjin Ju

Como en muchas ediciones previas del Reglamento desde 1963¹, la Sección 22.5.1 del ACI 318-19² define la resistencia al cortante de un elemento como la suma de las contribuciones del concreto V_c y de los estribos V_s . El ACI 318-19 provee dos métodos para calcular V_c en elementos de concreto preesforzado (CP). Un método aproximado es descrito en la Sección 22.5.6.2, y el tradicional método detallado es descrito en la Sección 22.5.6.3. Este artículo trata tanto el método detallado, en el que V_c es definido como el menor entre la resistencia al cortante del alma V_{cw} y la resistencia a la flexión-cortante V_{ci} , como el método aproximado.

Método detallado

Como se explica en la Referencia 3, la expresión del Reglamento para V_{cw} se basa en la suposición de que un fisura por cortante en el alma ocurrirá cuando la tensión principal en el baricentro del concreto alcanza la resistencia a la tracción del concreto, $3.5\lambda\sqrt{f'_c}$.

$$V_{cw} = (3.5\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc})b_w d_p + V_p \quad (1)$$

donde λ es el factor por concreto liviano; f'_c es la resistencia a la compresión del concreto; f_{pc} es la tensión de compresión en el baricentro de la sección de concreto

debido al esfuerzo de preesforzado efectivo; b_w es el ancho de alma del elemento; d_p es la distancia desde la fibra extrema comprimida hasta el baricentro del refuerzo logitudinal preesforzado; y V_p es la componente vertical del esfuerzo de preesforzado efectivo.

El Reglamento permite considerar a d_p con un valor no menor a $0.80h$, donde h es la altura o el espesor del elemento. Cuando el baricentro se encuentra en el ala del elemento, la tensión principal de tracción debe calcularse en la intersección entre el ala y el alma. Cerca del extremo de un elemento, un esfuerzo de preesforzado efectivo reducido es determinado adoptando $50d_b$ como la longitud de transferencia del torón, siendo d_b su diámetro.

Como indicaron Kuchma et al.⁴, la resistencia a la tracción del concreto puede variar entre $2\sqrt{f'_c}$ y $4\sqrt{f'_c}$. λ no fue incluido en la Referencia 3, dependiendo del nivel de preesforzado y compresión axial, si la hubiera. Sin embargo, dado que el objetivo es estimar la contribución del concreto a la resistencia al cortante y no predecir la carga de fisuración, los autores proponen que la Ecuación 1 se base en un límite inferior para la carga de fisuración diagonal tomando $2\sqrt{f'_c}$ en vez de $3.5\sqrt{f'_c}$.

El origen de V_{ci} puede remontarse a una derivación semi-empírica realizada por Sozen y Hawkins⁵.

En una dada sección de un elemento, V_{ci} es definido en la Sección 22.5.6.3.1 del ACI 318-19 mediante las siguientes ecuaciones

$$V_{ci} = 0.6\lambda\sqrt{f'_c}b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}} \quad (2a)$$

$$V_{ci} \geq 2\lambda\sqrt{f'_c}b_w d \text{ si } A_{ps}f_{se} \geq 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y) \quad (2b)$$

$$V_{ci} \geq 1.7\lambda\sqrt{f'_c}b_w d \text{ si } A_{ps}f_{se} < 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y) \quad (2c)$$

Donde d_p no se requiere que sea considerado menor a $0.8h$; d es la distancia desde la fibra extrema comprimida al baricentro del refuerzo longitudinal traccionado (ver Ecuación 3); V_d es el esfuerzo cortante en la sección debido a la carga muerta no mayorada; V_i es el esfuerzo cortante mayorado en la sección debido a cargas aplicadas externamente que ocurren en simultáneo con M_{max} (el máximo momento mayorado en la sección debido a cargas aplicadas externamente); M_{cre} es el momento de fisuración por flexión debido a las cargas aplicadas externamente (ver Ecuación 4); A_{ps} es el área de presfuerzo longitudinal; f_{se} es la tensión efectiva en el acero de presfuerzo; f_{pu} es la resistencia a la tracción del acero de presfuerzo; y f_y es la resistencia a la fluencia especificada para el acero no presfuerzo.

Según Kuchma et al.⁴ y Bondy y Bondy⁶, es razonable definir d como el baricentro de la resultante de la fuerza de tracción obtenida considerando todo el refuerzo en fluencia, si bien no necesita ser menor a $0.8h$, como indica la siguiente ecuación.

$$d = \frac{A_s f_y d_s + A_{ps} f_{py} d_p}{A_s f_y + A_{ps} f_{py}} \quad (3)$$

donde f_y y f_{py} son las tensiones de fluencia del refuerzo longitudinal no presfuerzo y presfuerzo; y d_s y d_p son las distancias de la fibra extrema comprimida a los baricentros del refuerzo longitudinal no presfuerzo y presfuerzo, respectivamente.

Según la Sección 22.5.6.3.1 de ACI 318-19, M_{cre} está dado por

$$M_{cre} = \frac{I}{y_t} \left(6\lambda\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d \right) \quad (4)$$

donde I es el momento de inercia de la sección alrededor del eje baricéntrico; y_t es la distancia desde el eje baricéntrico de la sección bruta a la cara traccionada; f_{pe} es la tensión de compresión en el concreto debido al esfuerzo de presfuerzo efectivo; y f_d es la tensión debida a la carga muerta no mayorada en la fibra extrema de la sección donde las tensiones de tracción son causadas por las cargas aplicadas externamente.

Dado que V_{ci} incluye el efecto de V_d , considerando el peso propio en forma separada de las cargas aplicadas externamente, los procedimientos de cálculo para estimar todas los esfuerzos y tensiones excluyendo los efectos de V_d son complicados y difíciles de programar en los softwares comerciales utilizados en la práctica. La situación es señalada en la Referencia 7, que identifica que el significado exacto y cómo calcular cada término de fuerza y tensión es difícil, aun en simples ejemplos de diseño. La complejidad es también demostrada en las Referencias 6 a 8.

Método aproximado

En el cuerpo principal del Reglamento de 1971⁹ fue incluida una ecuación alternativa, basada en una propuesta de MacGregor and Hanson³, para simplificar la expresión de V_{ci} . Esta ecuación es ahora llamada método aproximado y es especificada en la Tabla 22.5.6.2 de ACI 318-19 como

$$V_c = \left(0.6\lambda\sqrt{f'_c} + 700 \frac{V_u d_p}{M_u} \right) b_w d \leq 5\lambda\sqrt{f'_c} b_w d \quad (5)$$

donde V_u y M_u son el esfuerzo de cortante y momentos mayorados, respectivamente; $V_u d_p / M_u$ está limitado a no más de 1.0; y no se permite considerar d_p con un valor de $0.8h$ como en el método detallado. Según la Sección 22.5.7.3(c) del ACI 318-19, el resultado de la Ecuación 5 no debe superar V_{cw} calculado según la Ecuación 1 considerando la reducción en el esfuerzo de preesforzado efectivo dentro de la longitud de transferencia de los elementos preesforzados. Además, la Ecuación 5 es aplicable únicamente cuando la fuerza efectiva en el acero de preesforzado es no menor al 40% de la resistencia a la tracción del total de refuerzo a flexión: $A_{ps} f_{se} \geq 0.4(A_{ps} f_{pu} + A_s f_y)$. El límite a V_c en la Ecuación 5 representa a V_{cw} . La mínima resistencia a cortante (ver Ecuación (2b)) es la misma que para elementos de concreto reforzado (RC).

Los problemas a superar

Los ingenieros indican consistentemente que los procedimientos de diseño a cortante del ACI requieren elevados esfuerzos de cálculo, particularmente para determinar V_{ci} , debido a parámetros interrelacionados como los esfuerzos de diseño y las propiedades de la sección^{4,6}. La importancia de incorporar métodos de diseño a cortante separados para concreto pretensado y concreto postesado también ha sido puesta de manifiesto, debido a que el procedimiento de diseño especificado en ACI 318 se basa mayoritariamente en resultados de ensayos de vigas pretensadas⁴.

Las secciones que siguen a continuación tratan una propuesta para mejorar los métodos de diseño a cortante del ACI para elementos PC en estructuras de edificios. La propuesta es concordante con la filosofía de diseño y el nivel de seguridad (precisión analítica) inherente del ACI 318, aumentando su facilidad de aplicación. Las modificaciones propuestas son verificadas usando la actual base de datos de cortante ACI-DAfStb¹⁰. Esta base de datos de cortante fue creada por el comité conjunto ACI-ASCE Comité 445, Cortante y Torsión, y el Comité Alemán de Concreto Reforzado para especímenes de RC y PC incluyendo elementos pre y postensados. Los criterios de selección incluyeron:

- h no menor a 2.76 in.;
- b_w no menor a 1.97 in.;
- f'_c no menor a 1740 psi y una relación altura-vano a cortante $a/d \geq 2.4$; y
- $\beta_{flex} \leq 1.1$, donde β_{flex} es la relación entre la resistencia a cortante y el esfuerzo cortante estimado al alcanzar la resistencia a flexión.

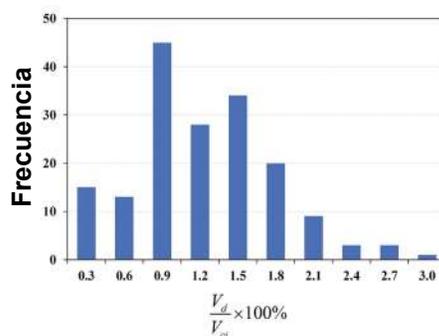


Fig. 1: Contribución de la carga muerta V_d a la resistencia a la flexión-cortante V_{ci}

Modificación del método detallado Resistencia a la flexión-cortante

En la Fig. 1 se presenta la contribución de V_d a V_{ci} para ejemplares de vigas PC (por sus siglas en inglés) seleccionadas de la base de datos. Los conjuntos de datos utilizados son para vigas PC sin refuerzo a cortante, donde los casos gobernados por las limitaciones de las ecuaciones. (2b) y (2c) fueron excluidos. Como se puede ver en la Fig. 1, la contribución de V_d es de hasta un 3% de la resistencia a cortante de acuerdo con la ecuación de V_{ci} especificada en ACI 318-19. Para la mayoría de los ejemplares de ensayo, la contribución de V_d se ubicó entre 0.9 y 1.5% con un valor promedio de 1.08%. La influencia de V_d es marginal y puede ser eliminada por simplicidad con muy pequeño impacto en términos de precisión. Una expresión similar se encuentra disponible actualmente en la ecuación. (R22.5.6.3.1d) del ACI 318-19, en la Sección de Comentarios R22.5.6.3.1 para vigas PC no compuestas bajo cargas distribuidas uniformemente.

Al remover V_d de la Ecuación. (2a), M_{cre} se vuelve independiente de los efectos de la carga muerta. Del mismo modo, f_d puede también ser eliminado de la Ecuación 3.

En consecuencia, M_{cre} Ecuación 4 puede ser remplazado por $M_{cr} = 7.5\lambda\sqrt{f'_c} + f_{pe} l / y_t$, que es la Ecuación algo menos conservadora que se utiliza para determinar el momento de fisuración por flexión durante el diseño por serviciabilidad.

A medida que el efecto beneficioso de f_{pe} se incrementa, el valor de $V_u M_{cre} / M_u$ se aproxima a $V_i M_{cre} / M_{max}$. Aún para casos con reducido valor de f_{pe} (por ejemplo, un preesforzado parcial de 1000 psi), la eliminación de V_d origina una diferencia de 10% hacia el lado no conservador en comparación con la formulación original. Finalmente, reemplazando M_{max} y V_i por M_u y V_u , el cálculo de V_{ci} queda simplificado a

$$V_{ci} = 0.6\lambda\sqrt{f'_c} b_w d_p + V_u M_{cr} / M_u \quad (6)$$

El primer producto en la Ecuación 6 está basado en observaciones experimentales y obtenido empíricamente como una función de f'_c . Sin embargo, investigaciones recientes muestran que la resistencia a cortante de elementos RC y PC se encuentra significativamente afectada también por la cuantía de refuerzo longitudinal ρ_{wt} , dado por $A_s / b_w d + A_{ps} / b_w d$.

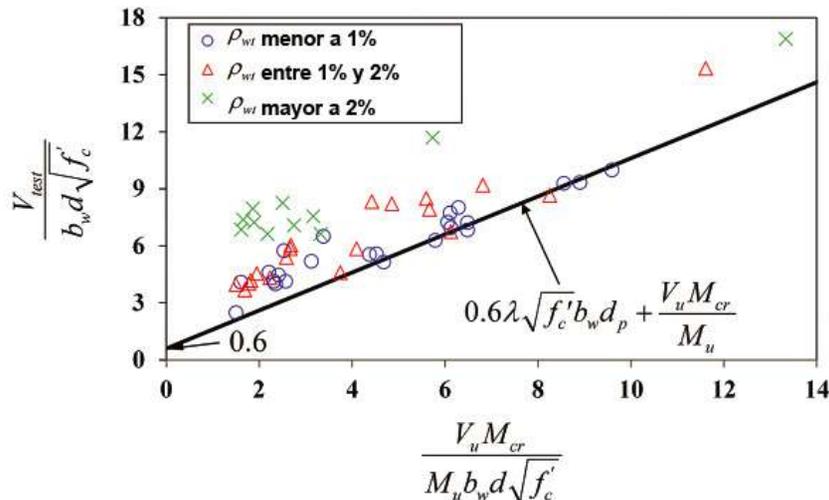


Fig. 2: Influencia del refuerzo longitudinal en la resistencia a flexión-cortante

Para verificar el efecto de ρ_{wt} en la (Ecuación 6), 53 muestras cuyo modo de falla por cortante correspondió a a flexión-cortante fueron elegidas de la base de datos de cortante. La información fue normalizada y graficada en la Fig. 2. Claramente, cada vez que ρ_{wt} aumenta, la Ecuación 6 se vuelve más conservadora. Para reflejar el efecto de ρ_{wt} en forma correcta, se puede utilizar un coeficiente K con un valor similar al de la Ecuación de diseño a cortante usada en ACI 318-19 para elementos RC. La Ecuación 6 puede ser modificada entonces como

$$V_{ci} = 0.6\lambda K\sqrt{f'_c}b_w d_p + \frac{V_u M_{cr}}{M_u} \quad (7)$$

donde K es igual a $4\rho_{wt}^{1/3}$, pero que no necesita ser considerado con valores menor a 1.0.

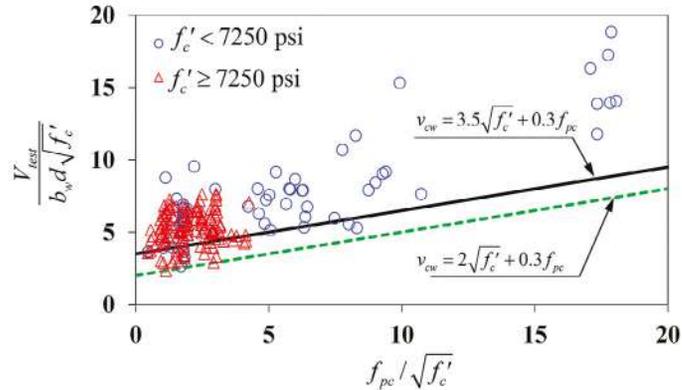


Fig. 3: Efecto del preesforzado en la resistencia a cortante del alma

Resistencia a cortante del alma

La Figura 3 muestra la resistencia a cortante normalizada de los ejemplares ensayados con respecto a $f_{pc}/\sqrt{f'_c}$ para ejemplares con modos de falla por cortante del alma, incluyendo 48 elementos de viga y 145 losas alveolares. Las líneas sólida negra y punteada verde corresponden a $3.5\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc}$ y $2\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc}$, respectivamente. Según ACI 318-19, la resistencia a tracción del concreto asociada a elementos PC y RC es de $3.5\sqrt{f'_c}$ y $2\sqrt{f'_c}$ respectivamente. Como notaron Kuchma et al.⁴, esto lleva a un salto abrupto en la resistencia a cortante con bajos niveles de pretensado en relación a elementos de RC, $f_{pc} \approx 0,3.5\sqrt{f'_c}b_w d_p$.

Vale la pena remarcar que, aunque $3.5\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc}$ (la actual expresión para V_{cw}) captura la tendencia la resistencia a cortante del alma, sobreestima la capacidad para numerosos elementos con resistencia a la compresión mayor a 7.25 ksi. El aumento en la resistencia a corte en elementos PC comparado a elementos RC es de hasta un 70%, cuando el efecto del preesforzado $0.3f_{pc}$ es pequeño ($3.5\sqrt{f'_c}/2\sqrt{f'_c} \approx 1.7$). Cederwall et al.²³ mostraron que el aumento de la resistencia a cortante de miembros PC se encontraba en el entorno de 53% por encima de un miembro de RC. Mikata et al.²¹ también informaron observaciones similares. Por lo tanto, se puede concluir que el fuerte aumento en la capacidad al cortante atribuida a la resistencia a tracción del concreto puede llevar a un diseño inseguro.

El efecto no despreciable de ρ_{wt} fue confirmado por Saqan y Frosch²⁴, y ya se encuentra reflejado en el Reglamento ACI 318. La Figura 4(a) muestra el incremento en la resistencia a cortante en función de ρ_{wt} . Para capturar el efecto de ρ_{wt} en elementos PC, el coeficiente K puede ser utilizado para modificar el primer término entre paréntesis en el modelo de resistencia a cortante del alma (Ecuación 1), en conjunto con el uso de un factor de 2 en vez de 3.5. En el ACI 318-19, la resistencia a cortante de los elementos PC es una función de f_{pc} . Sin embargo, como se ve en la Fig. 4(b), la pendiente, cuando se expresa en escala logarítmica, revela que $\sqrt{f_{pc}}$ se asemeja mucho más a la tendencia de los resultados de los ensayos que f_{pc} . Por lo tanto, el segundo término entre paréntesis debe ser modificado a

$$V_{cw} = \left(2K\sqrt{f'_c} + 12\sqrt{f_{pc}}\right)b_w d + V_p \quad (8)$$

donde el factor K utilizado en la Ecuación 8 es idéntico al utilizado en la Ecuación 7.

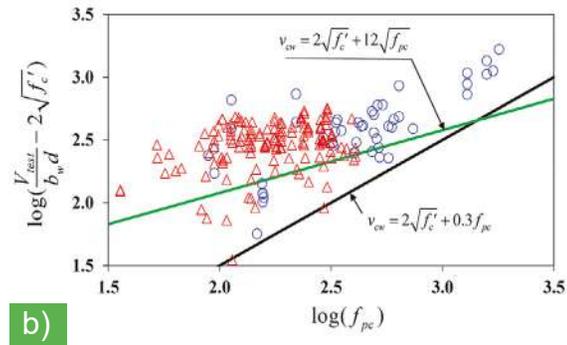
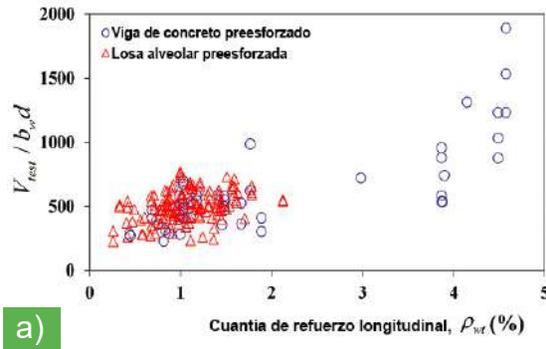


Fig. 4: Efecto combinado de la cuantía de refuerzo longitudinal y preesforzado: (a) correlación entre resistencia a cortante normalizada y cuantía de refuerzo longitudinal; y (b) correlación entre resistencia a cortante normalizada y nivel de preesforzado en escala logarítmica

Tabla 1:
Verificación de los métodos detallados para elementos sin refuerzo a cortante

V_{test} / V_{cal}	Flexión-cortante		Flexión-cortante (HCS excluido)		Cortante en el alma (HCS excluido)		Cortante en el alma (solo HCS)		Método detallado	
	ACI 318	Molde Modificado	ACI 318	Molde Modificado	ACI 318	Molde Modificado	ACI 318	Molde Modificado	ACI 318	Molde Modificado
Prom	1.25	1.17	1.47	1.39	1.17	1.13	1.74	1.85	1.69	1.67
Sd	0.56	0.49	0.57	0.49	0.43	0.41	0.64	0.66	0.56	0.55
Cov	0.45	0.42	0.39	0.35	0.37	0.37	0.37	0.36	0.33	0.33
Numero de ejemplares	359		214		214		145		359	

$V_{cw} / 2$ para elementos HCS con altura mayor a 12.5 pulg.

Nota: Avg. (Promedio), SD (Desvío Estándar), y COV (coeficiente de variación) fueron calculados basados en V_{test} / V_{cal}

Verificación de las modificaciones propuestas

El valor modificado de V_{ci} presentado en la Ecuación 7 fue verificado mediante la comparación de resultados con la base de datos de cortante, así como con el método actual del ACI 318. Como las losas alveolares fallaron por cortante en el alma²⁶, estos ejemplares fueron excluidos de la verificación de V_{ci} . Las Tablas 1 y 2 presentan valores estadísticos para la relación entre la resistencia a cortante estimada y observada V_{test} / V_{cal} . La Ecuación 7 estima en forma conservadora la resistencia a cortante de los ejemplares independientemente del método de preesforzado y la geometría de la sección. Provee, a su vez, resultados comparables con la Ecuación de V_{ci} del ACI 318-19. El coeficiente K no tiene impacto significativo en la precisión analítica de vigas PC con ρ_{wt} mayor a 2.0%. Aún más, la subestimación de la resistencia a cortante de

vigas PC ligeramente reforzadas es disminuida al imponer $K=1.0$ cuando ρ_{wt} es menor a 2.0%. Las tablas presentan también los resultados de la verificación del valor de V_{cw} propuesto en la Ecuación 8 para todos los ejemplares de ensayo con y sin refuerzo a cortante, excepto para losas alveolares. El método propuesto muestra resultados comparables o superiores en la evaluación de la resistencia a cortante del alma de vigas PC con respecto a actual método de diseño ACI independientemente de la presencia de refuerzo a cortante. La Figura 5 muestra las comparaciones entre las resistencias a cortante del alma de las losas alveolares y las estimadas por ACI 318 y la Ecuación propuesta.

Tabla 2:

Verificación de los métodos detallados para elementos con refuerzo a cortante

V_{test}/V_{cal}	Resistencia a Flexión-cortante		Resistencia a Cortante en el Alma		Método detallado	
	ACI 318	Molde Modificado	ACI 318	Molde Modificado	ACI 318	Molde Modificado
Prom	1.11	1.06	1.34	1.29	1.42	1.36
Sd	0.29	0.26	0.31	0.28	0.30	0.27
Cov	0.26	0.25	0.23	0.22	0.21	0.20
Numero de ejemplares	118					

Nota: Avg. (Promedio), SD (Desvío Estándar), y COV (coeficiente de variación) fueron calculados basados en V_{test}/V_{cal}

Según el Artículo 7.6.3.1 de ACI 318-19, las losas alveolares prefabricadas preesforzadas con espesor superior a 12.5 pulg. requieren refuerzo mínimo a cortante si V_u supera $0.5\phi V_{cw}$, donde ϕ es el factor de reducción de resistencia. Esta regla fue aplicada a elementos de losa alveolar con $h > 12.5$ pulg., abarcando un 40% de los ejemplares de losas alveolares registrados utilizando $V_{cal} = \phi V_{cw} / 2$, con $\phi = 1.0$. Los métodos propuestos y el ACI 318 presentan casi la misma precisión en términos del coeficiente de variación (COV) de V_{test}/V_{cal} , indicando que la modificación propuesta para V_{cw} no tiene un impacto significativo en la utilización de losas alveolares. Las Figuras 6 y 7 comparan las

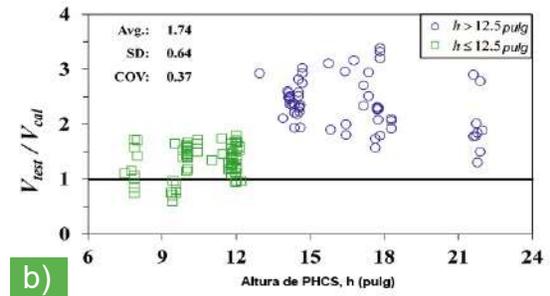
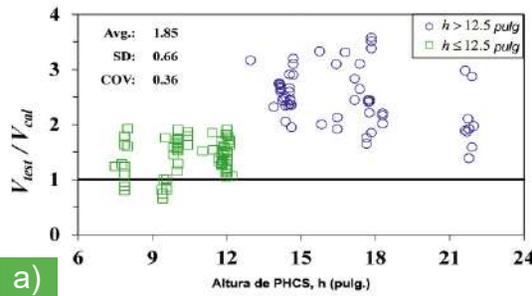


Fig. 5: Verificación de losas alveolares preesforzadas considerando los requisitos de refuerzo mínimo a cortante: (a) método modificado; y (b) ACI 318-19

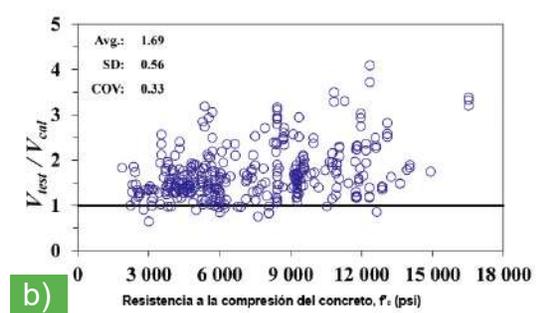
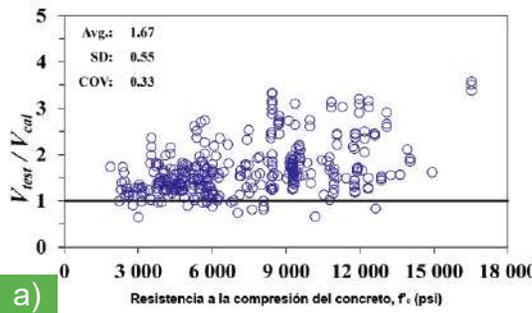


Fig. 6: Verificación de los métodos detallados para ejemplares sin refuerzo a cortante: (a) método modificado; y (b) ACI 318-19

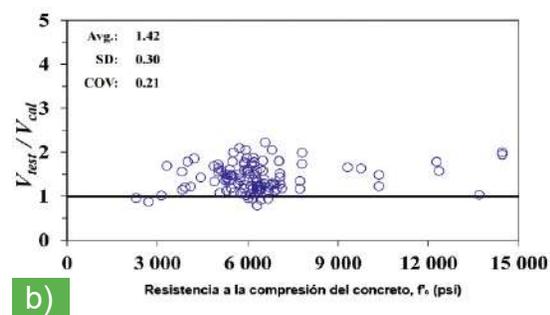
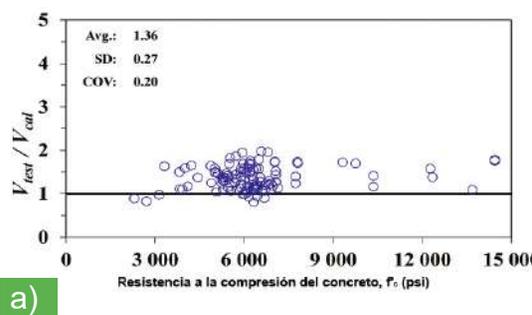


Fig. 6: Verificación de los métodos detallados para ejemplares sin refuerzo a cortante: (a) método modificado; y (b) ACI 318-19

resistencias a cortante de ejemplares ensayados sin y con refuerzo a cortante y aquellas estimadas con el método detallado especificado en ACI 318-19 y el método modificado. El menor valor entre V_{ci} y V_{cw} es tomado como V_{cal} para este análisis. Como se ve en las Tablas 1 y 2, la metodología propuesta presenta buena precisión analítica, con valores de COV de 33% y 20% para los ejemplares de ensayo sin y con refuerzo a cortante, respectivamente. Estos valores son comparables con aquellos obtenidos utilizando el método detallado del ACI. Debe enfatizarse que el principal objetivo de la modificación era proveer una metodología de diseño a cortante más sencilla para elementos PC. Adicionalmente, el método modificado ofrece también mejores resultados en términos de precisión.

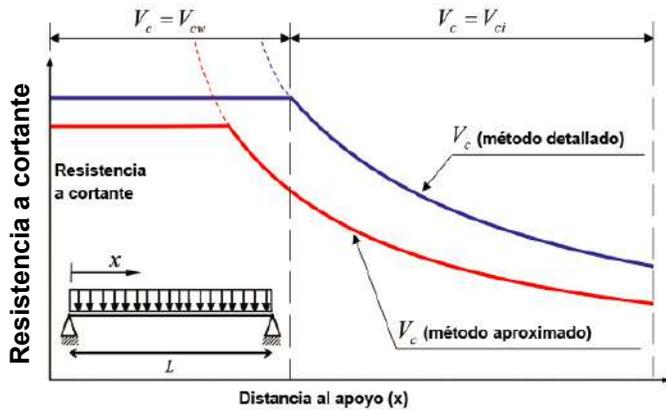


Fig. 8: Descripción esquemática del concepto fundamental del método aproximado

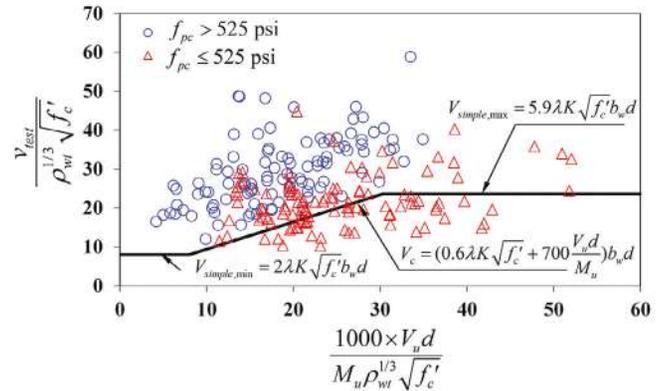


Fig. 9: Resistencia a cortante estimada por el método aproximado modificado

Modificación del método aproximado

La resistencia a cortante en una sección particular de un elemento PC está gobernada por uno de los dos modos de falla: cortante del alma o flexión-cortante. Las resistencias a cortante cercanas a los apoyos extremos y a puntos de inflexión estarán probablemente gobernadas por la falla por cortante del alma, mientras que fallas por flexión-cortante se convierten en el mecanismo dominante a mayores distancias de los apoyos. La Figura 8 muestra en forma esquemática la comparación entre los métodos simplificado y detallado del ACI 318. La modificación del método aproximado consiste de dos pasos para reflejar los dos mecanismos de falla por cortante posibles. En el primer paso, se define un rango aplicable del método aproximado modificado para asegurar que el valor V_c calculado en elementos PC sea menor al valor de V_{ci} estimado mediante el método detallado propuesto en la Ecuación 7. En el segundo paso, un límite superior al método aproximado modificado es impuesto para asegurar que el valor de V_c calculado en elementos PC también sea menor a V_{cw} en cualquier sección a lo largo del vano de cortante. Con estos fines, un límite para el valor de la tensión de compresión en el baricentro de la sección de concreto debido al esfuerzo de preesforzado efectivo puede ser utilizado: $f_{pc} > 525 \text{ psi}$.

Cuando se cumple $f_{pc} > 525 \text{ psi}$, el valor de V_c estimado según la Ecuación 5, en conjunto con el coeficiente K , es en general menor a V_{ci} de la Ecuación 7 en una dada sección. Además, V_c debe ser también menor a V_{cw} según la Ecuación 8, para lo cual el término de V_p puede ser tomado igual cero y d_p como muy cercano a d . Nuevamente identificando 525 psi como el valor mínimo requerido para f_{pc} , y asumiendo que $\rho_{wt} = 1\%$ y $f'_c = 5000 \text{ psi}$, el segundo término de la Ecuación 8 se simplifica a $12\sqrt{525} \approx 275 \text{ psi}$, que es aproximado como $3.9K\sqrt{f'_c}$.

$$\begin{aligned}
 V_{cw} &= \left(2K\sqrt{f'_c} + 12\sqrt{f_{pc}}\right) b_w d + V_p \\
 &> \left(2K\sqrt{f'_c} + 12\sqrt{525}\right) b_w d \approx 5.9K\sqrt{f'_c} b_w d
 \end{aligned}
 \tag{9}$$

Luego, la Ecuación 3 puede ser utilizada para definir d ; sin embargo, simplificaciones adicionales son necesarias, especialmente para elementos postesados con tendones curvos con y sin adherencia. Con fines simplificativos en el método aproximado, se sugiere utilizar el término d_v , donde d_v es la distancia de la fibra extrema comprimida al baricentro del refuerzo longitudinal de preesfuerzo d_p o $0.80h$. En este trabajo, $d_v=0.8h$ fue utilizado, excepto para losas alveolares sin refuerzo no preesforzadas donde se utilizó $d_v=d_p$. Por otra parte, el límite inferior puede ser establecido igual a $2K\lambda\sqrt{f'_c} b_w d_v$ en vez del de la Ecuación. (2c) porque no hay razón aparente para que la resistencia a cortante de los elementos PC sea menor a la de los elementos RC bajo las mismas condiciones de diseño.

La Figura 9 muestra la aplicabilidad del método aproximado modificado considerando los nuevos límites inferiores y superiores, $2K\lambda\sqrt{f'_c} b_w d_v$ y $5.9K\lambda\sqrt{f'_c} b_w d_v$, respectivamente, en donde los círculos indican los resultados de los ensayos de elementos PC con $f_{pc} > 525 \text{ psi}$ y los triángulos representan aquellos con $f_{pc} \leq 525 \text{ psi}$. El gráfico muestra claramente que el método aproximado estima razonablemente bien la resistencia a cortante de elementos PC con $f_{pc} > 525 \text{ psi}$. Con esta salvedad de que es solamente aplicable a elementos con $f_{pc} > 525 \text{ psi}$, la expresión final de la Ecuación aproximada modificada resulta

$$V_c = \left(0.6\lambda K\sqrt{f'_c} + 700 \frac{V_u d_v}{M_u} \right) b_w d_v \quad (10)$$

$$2K\lambda\sqrt{f'_c} b_w d_v < V_c < 5.9K\lambda\sqrt{f'_c} b_w d_v \quad (11)$$

donde d_v es d_p o $0.80h$. Obsérvese que K en las ecuaciones 10 y 11 es idéntica ($= 1/3 4\rho_{wt}$) a la de la Ecuación 7, excepto por el uso de d_v para ρ_{wt} ($= A_s / b_w d_v + A_{ps} / b_w d_v$), y no tiene por qué ser inferior a 1.0.

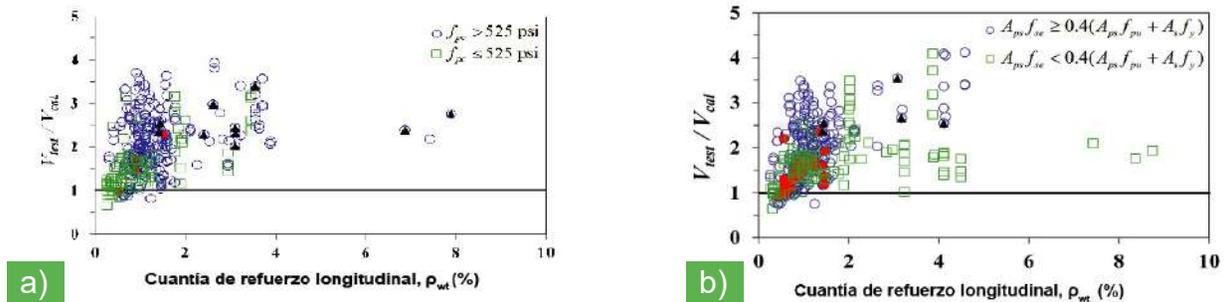


Fig. 10: Verificación de los métodos aproximados para muestras sin refuerzo a cortante: (a) Método modificado; y (b) ACI 318-19 (Nota: los puntos con círculos rojos y triángulos negros son para vigas controladas por los límites superiores e inferiores, respectivamente)

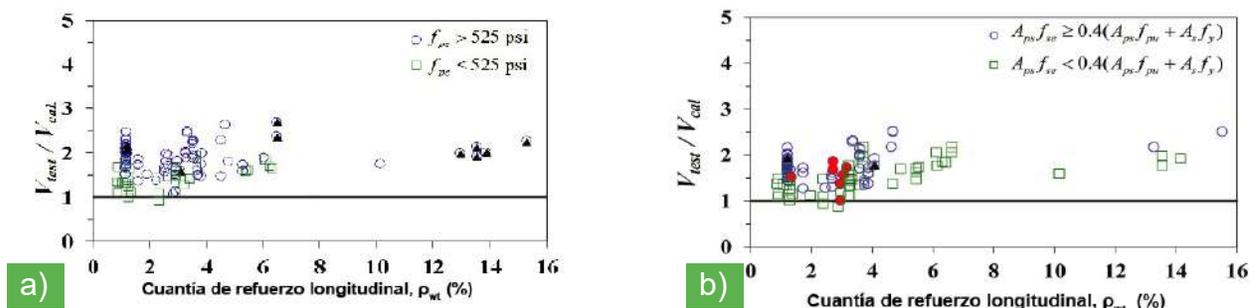


Fig. 11: Verificación de los métodos aproximados para muestras con refuerzo a cortante: (a) Método modificado; y (b) ACI 318-19 (Nota: los puntos con círculos rojos y triángulos negros son para vigas controladas por los límites superiores e inferiores, respectivamente)

Las Figuras 10 y 11 muestran la comparación de las resistencias a cortante de los ejemplares de ensayo sin y con refuerzo a cortante y aquellas estimadas utilizando los métodos aproximados y modificados V_{test}/V_{cal} . No se observó un sesgo marcado en la distribución V_{test}/V_{cal} en función de ρ_{wt} , donde las resistencias a cortante de los ejemplares fueron estimadas mediante los métodos aproximados modificado y ACI, respectivamente, siempre que se cumpla que $f_{pc} > 525 p_{si}$ y $A_{ps} f_{se} \geq 0.4 (A_{ps} f_{pu} + A_s f_y)$. Caso contrario, fueron utilizados los métodos detallados para determinar la resistencia a cortante de las muestras.

Los resultados estimados mediante el método propuesto son similares a aquellos obtenidos según ACI 318-19. Como se puede ver en la Tabla 3, los COV de V_{test}/V_{cal} fueron prácticamente los mismos para el método propuesto y el actual del ACI 318. Es también remarcable que la precisión analítica del método aproximado es comparable a aquella obtenida utilizando el método detallado (el menor entre V_{ci} y V_{cw}) para ejemplares con refuerzo a cortante. Para ejemplares sin esfuerzo a cortante, el método aproximado es inevitablemente menos preciso en comparación al método detallado (ver Tabla 1).

Como se puede ver en la Tabla 3, hay una reducción en el número de ejemplares cuya resistencia es controlada por el límite superior ($5.9K\lambda\sqrt{f'_c} b_w d_v$) para el método aproximado modificado, que también puede notarse en los círculos rojos de las Figuras 10 y 11. Las resistencias de estos ejemplares es subestimada en el cálculo de V_c por el método del ACI actual.

Por lo tanto, se puede concluir que el actual límite superior es demasiado conservador para estimar con adecuada precisión la capacidad a cortante de elementos PC, mientras que el modelo modificado tiene la ventaja de una mayor simplicidad en su aplicación manteniendo la precisión y el carácter conservador de los resultados.

Comentarios finales

Dado que el mecanismo de transferencia de cortante en elementos de concreto preesforzado (PC) es complejo debido a varios factores interrelacionados, es difícil obtener un consenso sobre expresiones de diseño a cortante generalizadas. Desde su introducción en 1971, los requisitos de diseño a cortante especificados en el Reglamento ACI han sufrido solamente pequeños cambios. Trabajos previos han puesto de manifiesto la complejidad del procedimiento de cálculo del ACI 318, específicamente en el caso de elementos postensados.

Adicionalmente, la base de los métodos de diseño a cortante--aún en la última edición del reglamento (ACI 318-19)—esta sustentada en la disponibilidad de información de los ensayos disponibles en el pasado, siendo la mayoría de los ejemplares ensayados correspondientes a elementos pretensados. Sin embargo, las ecuaciones del del Reglamento son también aplicables a elementos postensados.

En este trabajo se presenta una propuesta de modificación de los métodos de diseño para elementos PC en estructuras de edificios, manteniendo la filosofía fundamental y el marco conceptual y formas de aplicación actualmente presentes en los requisitos de diseño a cortante del ACI 318. Las modificaciones se centraron en desarrollar un proceso de cálculo más simple con una precisión analítica comparable con los resultados obtenidos con la metodología de diseño actual. En relación con el método de diseño detallado del ACI 318-19, la Ecuación de V_{ci} fue modificada removiendo el efecto de la carga muerta V_d . Luego, el momento mayorado M_{max} y el esfuerzo cortante V_i que ocurren en simultáneo debido a cargas aplicadas externamente son reemplazados por el momento mayorado M_u y el esfuerzo cortante V_u . Finalmente, el efecto de ρ_{wt} fue incluido. Para la resistencia a cortante del alma, V_{cw} , las inquietudes respecto al salto abrupto en resistencia y a la influencia de f_{pc} fueron resueltas mediante modificaciones obtenidas a partir de la actual base de datos de cortante. Para el método aproximado del ACI 318-19, se eligió un camino similar, con nuevas condiciones límite y una nueva definición

Tabla 3:
Verificación de métodos aproximados

V_{test}/V_{cal}	Sin refuerzo a cortante		Solo elementos HCS		Con refuerzo a cortante	
	ACI 318	Molde Modificado	ACI 318	Molde Modificado	ACI 318	Molde Modificado
Prom	1.92	1.96	2.09	2.20	1.68	1.79
SD	0.67	0.69	0.63	0.68	0.33	0.38
COV	0.35	0.35	0.30	0.31	0.20	0.21
No. de ejemplares que cumplieron con la condición	237	232	145	131	70	87
No. de ejemplares controlados por $V_{c,max}$	27	5	15	3	7	0
No. de ejemplares controlados por $V_{c,min}$	5	10	2	2	2	10
No. total de ejemplares	359		145		118	

$V_{cw}/2$ para elementos HCS con altura mayor a 12.5 pulg.

Nota: Avg. (Promedio), SD (Desvío Estándar), y COV (coeficiente de variación) fueron calculados basados en V_{test}/V_{cal}

de la altura efectiva d_v . Las ecuaciones modificadas fueron verificadas usando la base de datos de cortante para varios elementos PC y las estimaciones fueron comparadas con el resultado de aplicar el método de diseño a cortante del ACI 318-19. Los COVs de la relación entre resistencias a cortante V_{test}/V_{cal} calculados utilizando las modificaciones propuestas resultaron ser similares a aquellas obtenidas mediante los métodos del ACI 318-19. Los cambios propuestos facilitan el cálculo para elementos PC en estructuras de edificios. Sobre esta base, los autores esperan que esta propuesta tentativa sea considerada en el próximo ciclo de actualización del Reglamento.

Agradecimientos

El presente trabajo fue apoyado por una beca de el National Research Foundation of Korea (NSF), financiada por el gobierno de Corea (MSIT) No. 2018R1D1A1B06044752 y 2020R1F1A1048422. Los autores quieren expresar su agradecimiento a Karl Heinz Reineck por compartir la base de datos de cortante.

Referencias

1. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-63)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1963, 144 pp
2. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-19)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2019, 623 pp.
3. MacGregor, J.G., and Hanson, J.M., "Proposed Changes in Shear Provisions for Reinforced and Prestressed Concrete Beams," ACI Journal Proceedings, V. 66, No. 4, Apr. 1969, pp. 276-288

4. Kuchma, D.A.; Hawkins, N.M.; Kim, S.-H.; Sun, S.; and Kim, K.S., "Simplified Shear Provisions of the AASHTO LRFD Bridge Design Specifications," PCI Journal, V. 53, No. 3, May-June 2008, pp. 53-73.
5. Sozen, M.A., and Hawkins, N.M., "Discussion of "Shear and Diagonal Tension" by ACI-ASCE Committee 326 (426)," ACI Journal Proceedings, V. 59, Sept. 1962, pp. 1341-1347.
6. Bondy, K.D., and Bondy, K.B., "Shear Nonsense ...," Concrete International, V. 38, No. 10, Oct. 2016, pp. 51-56.
7. "Notes on ACI 318-05, Building Code Requirements for Structural Concrete: with Design Applications," EB705, M.E. Kamara and B.G. Rabbat, eds., Portland Cement Association, Skokie, IL, 2005, 1008 pp.

8. Yerzhanov, M., and Lee, D., "Shear Design Method of Eurasia for Concrete Members," *ACI Structural Journal*, V. 117, No. 3, May 2020, pp. 207-222.

9. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-71)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1971, 78 pp.

10. Dunkelberg, D.; Sneed, L.H.; Zilch, K.; and Reineck, K.-H., "The 2015 ACI-DAFStb Database of Shear Tests on Slender Prestressed Concrete Beams without Stirrups—Overview and Evaluation of Current Design Approaches," *Structural Concrete*, V. 19, No. 6, Dec. 2018, pp. 1740-1759.

11. Tompos, E.J., and Frosch, R.J., "Influence of Beam Size, Longitudinal Reinforcement, and Stirrup Effectiveness on Concrete Shear Strength," *ACI Structural Journal*, V. 99, No. 5, Sept. Oct. 2002, pp. 559-567.

12. Cladera, A., and Marí, A., "Experimental Study on High-Strength Concrete Beams Failing in Shear," *Engineering Structures*, V. 27, No. 10, Aug. 2005, pp. 1519-1527.

13. De Silva, S.; Mutsuyoshi, H.; Witchukreangkrai, E.; and Takagi, M., "Experimental Study on Shear Cracking Behaviour in I-shaped Partially Prestressed Concrete Beams," *Transactions of the Japan Concrete Institute*, V. 28, No. 2, 2006, pp. 817-822.

14. Lee, D.; Han, S.-J.; and Kim, K.S., "Dual Potential Capacity Model for Reinforced Concrete Beams Subjected to Shear," *Structural Concrete*, V. 17, No. 3, Sept. 2016, pp. 443-456.

15. Lee, D.; Han, S.J.; Hwang, J.H.; Ju, H.; and Kim, K.S., "Simplification and Verification of Dual Potential Capacity Model for Reinforced Concrete Beams Subjected to Shear," *Structural Concrete*, V. 18, No. 2, Apr. 2017, pp. 259-277.

16. Lee, D.; Han, S.-J.; Ju, H.; and Kim, K.S., "Shear Strength of Prestressed Concrete Beams Considering Bond Mechanism in Reinforcements," *ACI Structural Journal*, V. 118, No. 3, May 2021, pp. 267-277.

17. Mihaylov, B.I.; Liu, J.; Simionopoulos, K.; Bentz, E. C.; and Collins, M.P., "Effect of Member Size and Tendon Layout on Shear

Behavior of Post-Tensioned Beams," *ACI Structural Journal*, V. 116, No. 4, July 2019, pp. 265-274.

18. Arthur, P.D., "The Shear Strength of Prestensioned I Beams with Unreinforced Webs," *Magazine of Concrete Research*, V. 17, No. 53, Dec. 1965, pp. 199-210.

19. Evans, R.H., and Schumacher, E.G., "Shear Strength of Prestressed Beams without Web Reinforcement," *ACI Journal Proceedings*, V. 60, No. 11, Nov. 1963, pp. 1621-1642.

20. Kar, J.N., "Shear Strength of Prestressed Concrete Beams without Web Reinforcement," *Magazine of Concrete Research*, V. 21, No. 68, Sept. 1969, pp. 159-170.

21. Mikata, Y.; Inoue, S.; Kobayashi, K.; and Nieda, T., "Effect of Prestress on Shear Strength of Prestressed Concrete Beams," *Journal of Japan Society of Civil Engineers*, V. 669, No. 50, 2001, pp. 149-159.

22. Mahgoub, M.O., "Shear Strength of Prestressed Concrete Beams without Web Reinforcement," *Magazine of Concrete Research*, V. 27, No. 93, Dec. 1975, pp. 219-228.

23. Cederwall, K.; Hedman, O.; and Losberg, A., "Shear Strength of Partially Prestressed Beams with Pretensioned Reinforcement of High Grade Deformed Bars," SP-42, *Shear in Reinforced Concrete*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1974, pp. 215-230.

24. Saqan, E.I., and Frosch, R.J., "Influence of Flexural Reinforcement on Shear Strength of Prestressed Concrete Beams," *ACI Structural Journal*, V. 106, No. 1, Jan.-Feb. 2009, pp. 60-68.

25. Park, M.-K.; Lee, D.; Han, S.-J.; and Kim, K.S., "Web-Shear Capacity of Thick Precast Prestressed Hollow-Core Slab Units Produced by Extrusion Method," *International Journal of Concrete Structures and Materials*, V. 13, No. 1, Jan. 2019, pp. 1-14.

26. Lee, D.; Park, M.-K.; Joo, H.-E.; Han, S.-J.; and Kim, K.S., "Strengths of Thick Prestressed Precast Hollow-Core Slab Members Strengthened in Shear," *ACI Structural Journal*, V. 117, No. 2, Mar. 2020, pp. 129-139.



Thomas Kang, FACI, es un profesor de Ingeniería Estructural en la Universidad Nacional de Seúl, Corea del Sur, habiendo servido previamente como profesor asistente en la Universidad de Oklahoma, Norman, OK, EEUU, y como profesor adjunto en la Universidad de Illinois en Urbana-Champaign, Urbana, IL, EEUU. Sus intereses en investigación incluyen el diseño y comportamiento de estructuras de concreto reforzado, preesforzado y prefabricado. Es miembro del comité conjunto ACI-PTI comité 320, Reglamento de concreto estructural postensado; comité conjunto ACI-ASCE Comité 335, Estructuras Compuestas e Híbridas, 352, uniones y conexiones en estructuras de concreto monolíticas, y 423, Concreto Preesforzado; y el comité conjunto ACI-ASME comité 359, Contenedores de Concreto para Reactores Nucleares. Es también miembro del subcomité 318-T, Concreto Postensado. Recibió la medalla 2009 ACI Wason al Artículo Más Meritorio.



Deuckhang Lee, es un profesor asistente en el Departamento de Ingeniería Arquitectónica en la Universidad Nacional de Chungbuk, Cheongju, Corea del Sur, habiendo servido previamente como profesor asistente en la Universidad de Nazarbayev, Nur-Sultan, Kazahstan, y como investigador de post-doctorado en la Universidad de Illinois en Urbana-Champaign. Sus intereses en investigación incluyen el comportamiento del concreto reforzado y preesforzado a cortante, torsión y acciones sísmicas. Es miembro del comité conjunto ACI-ASCE subcomité 445-E, cortante y torsión – Torsión. Recibió su doctorado de la Universidad de Seúl, Seúl, Corea del Sur.



Meirzhan Yerzhanov, es un Estudiante de Doctorado en el Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental en la Universidad de Nazarbayev. Sus intereses en investigación incluyen el diseño a cortante de elementos de concreto reforzado y preesforzado. Recibió su BS y MS de la Universidad de Nazarbayev.



Hyunjin Ju, es un Profesor Asistente en la Escuela de Arquitectura y Convergencia en Diseño en la Universidad Nacional de Hankyong, Anseong, Corea del Sur, habiendo servido previamente como Investigador Postdoctoral en la Universidad de Recursos Naturales y Ciencias Naturales, Viena, Austria. Sus intereses en investigación incluyen el comportamiento de estructuras de concreto a cortante y torsión. Recibió su doctorado de la Universidad de Seúl.

La traducción de este artículo correspondió al Capítulo de Argentina

Título: Refuerzo de anclaje para canales de anclaje



Traductor:
Ing. Santiago Bertero



Revisor Técnico:
Dr. Ing. Raúl Bertero

Un canal monumental para mitigar inundaciones en Arabia Saudita

El revestimiento de 21 km de longitud es la estructura de concreto mas grande en el mundo que ha sido reforzada con barras de GFRP

Por Eduardo A. Villen Salan, Muhammad K. Rahman, Sami Al-Ghamdi, Jihad Sakr, Mesfer M. Al-Zahrani, y Antonio Nanni

En Arabia Saudita recientemente se concluyó la construcción de la mayor estructura de concreto reforzado con barras de polímero reforzado con fibra de vidrio (GFRP, por sus siglas en inglés, glass fiber-reinforced polymer) del mundo. El canal de mitigación de inundaciones (CMI), de 21.3 km de longitud, se construyó en el suroeste de Arabia Saudita, en las afueras de la nueva Ciudad Económica de Jazan (CEJ) (Fig. 1). La CEJ está situada a unos 725 km al sur de la ciudad de Jeddah y a 80 km de la ciudad de Jazan. Tiene una superficie de unos 103 km² y un litoral de 12 km en el extremo sur del Mar Rojo. CEJ está situada en las proximidades de las principales rutas comerciales hacia Europa, Extremo Oriente y el Golfo Pérsico. Es una zona industrial avanzada provista de una red de instalaciones de alta gama para industrias de transformación de gran volumen, que incluye una refinería de petróleo de 400,000 barriles diarios, una terminal de hidrocarburos, una planta de desalinización, una planta de barras de refuerzo de acero, una fundición de cobre, un complejo de aluminio, un importante puerto marítimo y la planta más grande del mundo para la generación de energía eléctrica por medio de la gasificación integrada en ciclo combinado.

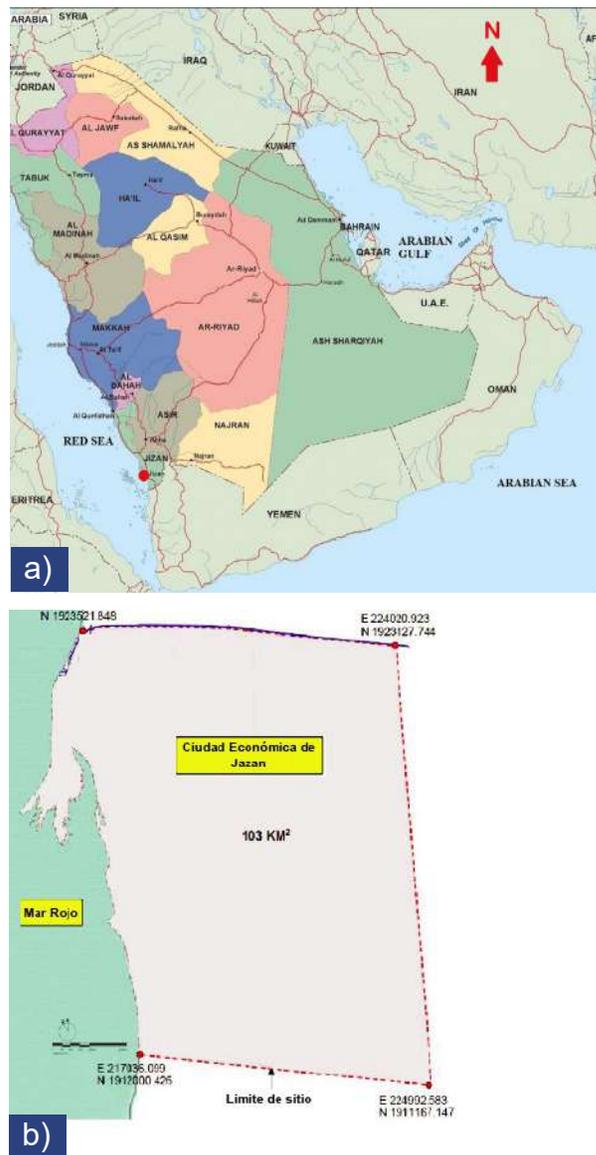


Fig. 1: Ubicación del proyecto: (a) La Ciudad Económica de Jazan está en la costa del Mar Rojo; y (b) el límite del emplazamiento encierra una superficie de 103 km²

Este enorme esfuerzo incluye también el desarrollo de la zona para acoger a las empresas actuales y futuras que, a la luz de la nueva refinería, aportarán nuevos productos, servicios y empleos. Se espera que la infraestructura de vanguardia, combinada con una ubicación favorable en la ruta marítima del Mar Rojo, transforme la zona en un importante centro regional, contribuyendo al crecimiento económico de la región y del Reino. Un proyecto de gran importancia que se está llevando a cabo en la CEJ es la construcción del CMI-CEJ, que se extiende en paralelo a los límites norte-sur y este-oeste de la CEJ. El CMI-CEJ está diseñado para interceptar los caudales procedentes de las cuencas de captación situadas al este de la CEJ y desviarlos a través de un desagüe hacia el Mar Rojo, protegiendo de un riesgo masivo de los daños causados por las inundaciones.

Conversión de Unidades

- Dosificación del aditivo: $1 \text{ L/m}^3 = 0.2 \text{ gal/yd}^3$;
- Área: $1 \text{ km}^2 = 0.39 \text{ mill}^2$;
- Densidad: $1 \text{ kg/m}^3 = 1.7 \text{ lb/yd}^3$;
- Longitud: $1 \text{ km} = 0.62 \text{ mill}$, $1 \text{ m} = 3.3 \text{ pies}$, $1 \text{ mm} = 0.04 \text{ pulg.}$
- Masa: $1 \text{ tonelada larga o imperial} = 1.1 \text{ t}$;
- Módulo de reacción del subsuelo: $1 \text{ kN/m}^3 = 0.004 \text{ lbf/pulg.}^3$;
- Presión: $1 \text{ MPa} = 145 \text{ psi}$;
- Capacidad de carga del suelo: $1 \text{ kN/m}^2 = 21 \text{ lbf/pulg.}^2$;
- Velocidad: $1 \text{ m/s} = 3.3 \text{ pies /s}$;
- Temperatura: $^{\circ}\text{F} = 1.8 \times ^{\circ}\text{C} + 32$; y
- Volumen: $1 \text{ m}^3 = 1.3 \text{ yd}^3$.

La organización que se implementó para emprender la construcción de esta iniciativa estuvo a cargo del Departamento de Proyectos del Complejo de Jazan de Saudi Aramco (DPCJ). El diseño hidráulico y el diseño estructural del CMI-CEJ fueron realizados por AECOM. La construcción del canal fue realizada por un único contratista, Al-Yamama Company para las negociaciones y contrataciones (AYC). La supervisión del diseño corrió a cargo del Departamento de Servicios de Consultoría (DSC) de Saudi Aramco. La Universidad del Rey Fahd de Petróleo y Minerales (URFPM), en Dhahran, Arabia Saudita, realizó una investigación exhaustiva que incluyó el monitoreo de segmentos del CMI-CEJ seleccionados para la investigación.

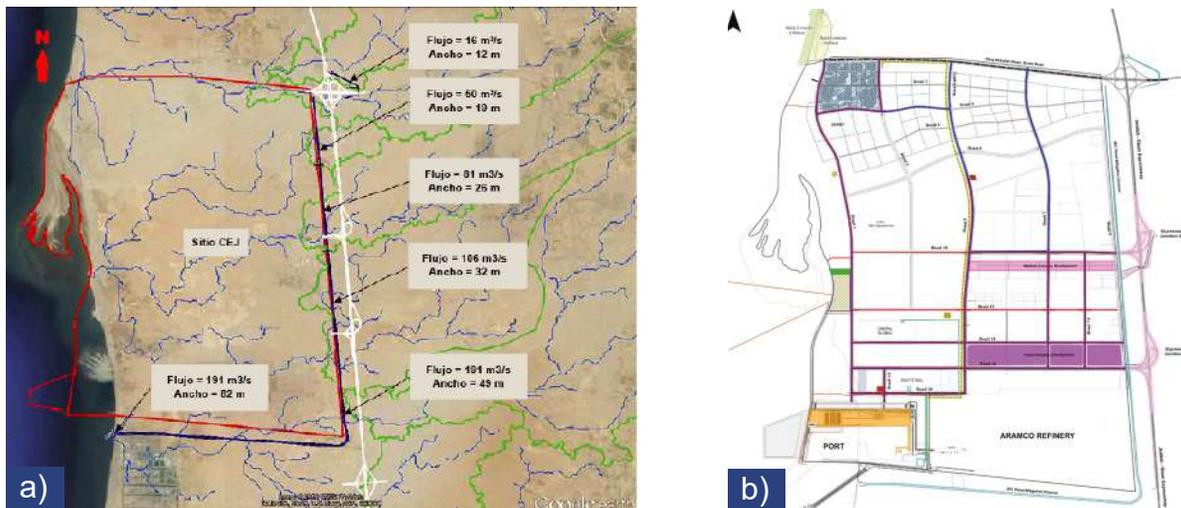


Fig. 1: Ubicación del proyecto: (a) La Ciudad Económica de Jazan está en la costa del Mar Rojo; y (b) el límite del emplazamiento encierra una superficie de 103 km²

El Canal

El CMI-CEJ está diseñado para evitar la inundación de las industrias de la CEJ, situadas en zonas bajas, la cual es provocada por las aguas procedentes de las captaciones de la parte este de la ciudad y de la captación de la presa de Baish, que se encuentra más al este. Se interceptará la crecida en el límite oriental de la CEJ y se desviará al Mar Rojo a través del canal. El CMI-CEJ se origina en el extremo superior noreste de la ciudad y escurre hacia el sur, paralelo al límite oriental de la CEJ, antes de girar hacia el oeste en el borde meridional de la ciudad y de escurre a lo largo del límite sur hasta el Mar Rojo (Fig. 2). Protege las zonas residenciales e industriales y la importante refinería de Aramco, descargando las aguas de la crecida en el mar adyacente al puerto industrial (Fig. 2).

Para el desempeño hidráulico y el uso óptimo del terreno, un revestimiento de concreto fue la opción más viable para el CMI-CEJ. Debido a la acumulación de las aguas de la crecida a lo largo del canal, la sección transversal del canal aumenta progresivamente desde el extremo superior hasta el desagüe. La profundidad del canal se mantiene constante (2 m) en toda su longitud.

Diseño hidráulico y estructural

El canal se diseñó utilizando los Eurocódigos (normas EN), las revisiones de las normas británicas (BS) que antecedieron a las normas EN y otras normas y manuales de diseño.¹⁻¹³ La geometría del canal se elaboró basándose en modelos de captación y en una probabilidad del 39% de que ocurra una inundación con un período de retorno de 100 años durante los 50 años de vida útil del canal.

El canal trapezoidal se diseñó para transportar las corrientes de diseño acumuladas que se muestran en la Fig. 2(a). La figura también muestra el ancho superior requerido según el diseño hidráulico, con el canal dividido en seis

segmentos. Las pendientes laterales del canal se fijaron en un gradiente de 1:2 (V:H) para cumplir con los requisitos hidráulicos. El gradiente longitudinal del canal se fijó de 1 en 900 a 1000 para mantener un régimen de flujo subcrítico con una velocidad máxima limitada a 4.6 m/s. Dado que la pendiente natural es mayor que la del canal, se han previsto escalones a lo largo del canal con descensos de 200 o 1000 mm en el desnivel. La Tabla 1 enumera los detalles geométricos y la velocidad de diseño en los segmentos del CMI-CEJ. El ancho del canal en la base aumenta gradualmente de 4 a 74 m mediante incrementos en su ancho en cinco lugares, junto con una longitud de transición que varía de 6 a 29 m. La estructura del desagüe es un canal trapezoidal de 300 m de longitud, con una anchura que varía de 49 a 82 m. La profundidad del canal se mantuvo constante en 2 m a lo largo del mismo. Para el mantenimiento del canal, se dispuso una rampa de acceso de 5 m de ancho en lugares seleccionados en toda su longitud.

En el diseño original, se determinó que el grosor de la losa base era de 200 mm en función de los siguientes criterios de diseño y operación:

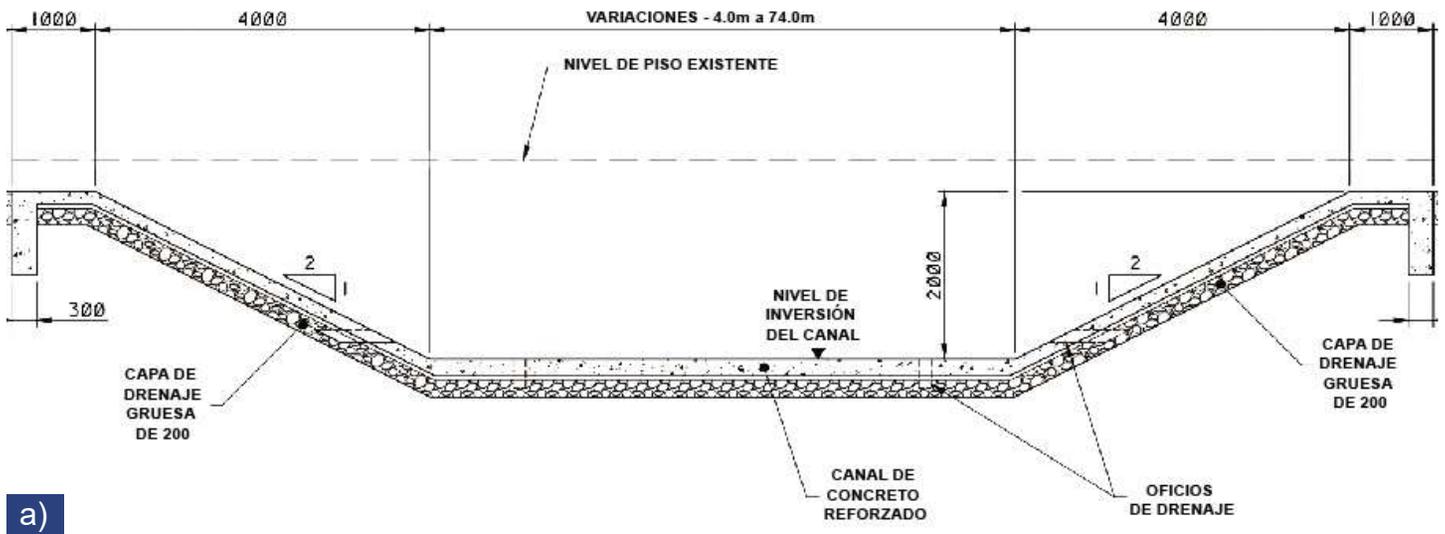
- El canal está completamente cargado con una columna de agua de 2 m;
- El vehículo de mantenimiento es un camión de cinco ejes con cargas por eje de 10.5 toneladas (23 kip) según la Referencia 14;
- El estudio del suelo en las zonas adyacentes indicó que se trata de un suelo sin cohesión con un ángulo de fricción interna que oscila entre 30 y 34 grados y un módulo de reacción de la subrasante de 30.000 kN/m³;
- Un valor máximo del coeficiente de rodamiento California (CBR) del 10% para la formación, incluyendo el estrato de drenaje;
- Una suposición de que pueden aplicarse 2.54 millones de ejes de tráfico estándar durante los 50 años de vida útil de la estructura; y
- El ancho de las grietas térmicas y de contracción está limitado a 0.3 mm según la norma BS 8007.⁸

Tabla 1:

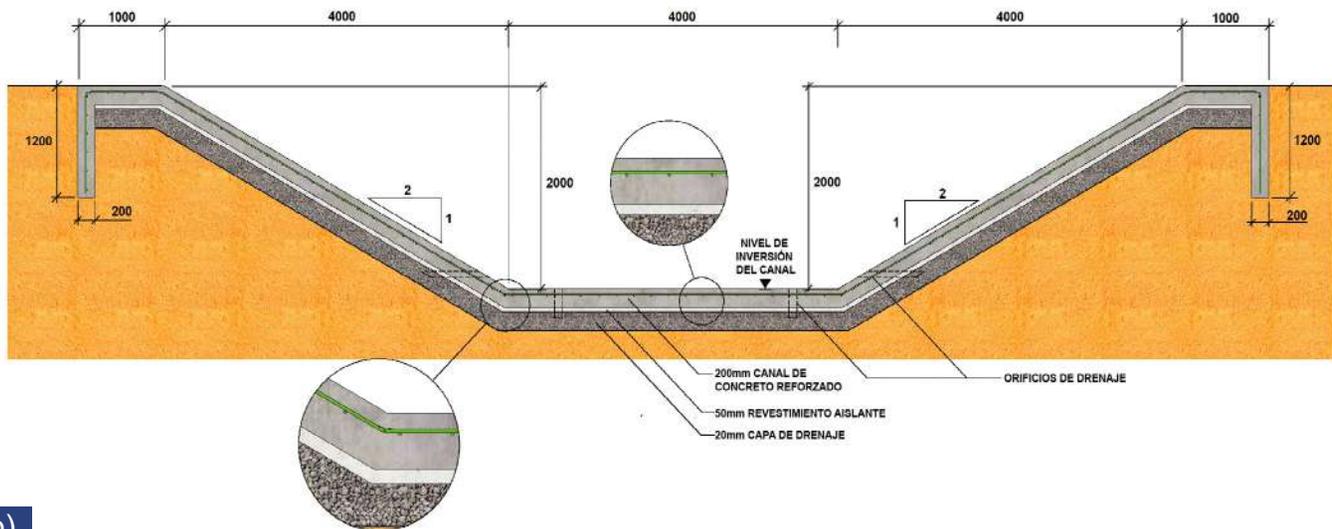
Segmentos del canal, geometría y parámetros de diseño hidráulico. En todas las secciones, la geometría del canal es trapezoidal con pendientes laterales de 1:2 y una profundidad mínima de 2 m.

Segmento del canal	Diseño, m ³ /s	Longitud, m	Ancho del lecho, m	Ancho superior, m	Diseño de profundidad, m	Diseño de bordo libre, m	Diseño de velocidad, m/s
CEJ_FLD0	16	1200	4	12	1.55	0.45	1.49
CEJ_FLD1	50	2200	11	19	1.55	0.45	2.37
CEJ_FLD2	81	2960	18	26	1.55	0.45	2.52
CEJ_FLD3	106	4850	24	32	1.55	0.45	2.66
CEJ_FLD4	191	9960	41	49	1.55	0.45	2.82
CEJ_FLD5	191	300	74	82	1.10	0.90	2.31

Nota: 1 m³/s = 264 gal./s; 1 m = 3.3 pies; 1 m/s = 3.3 pies/s



a)



b)

Fig. 3: El canal de mitigación de inundaciones: (a) sección transversal mostrando el diseño original con barras de acero con revestimiento epóxico (ECS); y (b) sección transversal en el extremo aguas arriba, mostrando el diseño revisado con barras de GFRP (Nota: 1 m = 3,3 pies; 1 mm = 0,04 pulg.)

En la Fig. 3 se muestra una sección típica del canal. Se incluyó una hombroa de 1 m de ancho y una viga de descenso de 1 m de profundidad en el extremo de cada uno de los lados inclinados para evitar la socavación en la parte posterior. Se instalaron barandillas en los dos bordes del canal y se construyó un camino de 4 m de ancho para el acceso y el mantenimiento del canal.

El nivel freático a lo largo de la alineación del canal oscila entre 3 y 10 m por debajo del nivel natural del suelo. Por lo tanto, en el diseño se incluyeron orificios de drenaje para prevenir la fuerza de empuje hacia arriba en el revestimiento de concreto y disipar la presión de las aguas subterráneas si el nivel freático sube.

La sección transversal del CMI-CEJ incluye:

- Terreno excavado / relleno y compactado;
- Una tela filtrante sobre el suelo compactado;
- Un estrato de drenaje granular de 200 mm colocado sobre la tela filtrante para disipar la presión del agua subterránea;
- Una capa aislante de concreto pobre de 50 mm de espesor sobre la capa de drenaje; y
- Un revestimiento de concreto de 200 mm de espesor.

Los orificios de drenaje en la losa base constan de secciones de tubería de PVC de 160 mm de diámetro que se extienden desde el estrato de drenaje a través del revestimiento de concreto. Fueron instalados en un patrón de 4 x 4 m en la losa base. Igualmente, se instaló una línea de orificios de drenaje horizontales, también compuestos por tubos de PVC de 160 mm de diámetro, en los laterales del canal a 200 mm por encima de la losa base y espaciados a 4 m entre sí a lo largo del canal.

En el diseño inicial, el refuerzo para el revestimiento de concreto comprendía barras de refuerzo de acero de 12 mm de diámetro separadas a 150 mm entre sí en ambas direcciones. Se requería una cubierta superior libre de 75 mm para las barras. El diseño también contemplaba juntas de contracción parciales a 7.5 m al centro y juntas de expansión a 30 m al centro, tanto en la dirección transversal como en la longitudinal. El diseño original también preveía que el espesor del revestimiento se redujera a 175 mm en los taludes laterales.

Características de durabilidad del diseño original con barras de acero

En un principio, el objetivo del canal era que tuviera una vida útil de 50 años. 50 años, durante los cuales se necesitaría un mantenimiento menor y no se deberían realizar obras de reparación importantes. En las direcciones norte-sur y este-oeste (Fig. 2) el canal atraviesa un terreno ondulado, descendiendo suavemente hacia el sur y posteriormente hacia el oeste hasta el desagüe. Marismas cargadas de sal, llanuras y dunas de arena caracterizan el recorrido del canal de mitigación de inundaciones. Las duras condiciones ambientales de la CEJ, los cloruros y los sulfatos en el subsuelo (con concentraciones de alrededor del 1.6% y 0.5%, respectivamente), las tormentas de arena generalizadas y el flujo de agua contaminada por la sal que se desplaza a través de los desiertos hacia el canal pueden exponerlo a un entorno extremo. Dado que esto podría provocar la corrosión del acero de refuerzo varios años antes de la vida útil prevista, los responsables del proyecto decidieron reforzar el concreto del canal con barras de acero con recubrimiento epóxico (ECS, por sus siglas en inglés, epoxy-coated steel). Para minimizar el riesgo de ataque por sulfatos, la mezcla de concreto se diseñó con 345 kg/m³ de cemento portland tipo V y 25 kg/m³ de microsíllica. El ancho de la grieta se predijo basándose en la Referencia 10, asumiendo una temperatura de colocación de 32 °C y una de hidratación máxima de 60 °C (sin incluir la ganancia solar durante la hidratación). En los cálculos, los valores de cambio de temperatura se determinaron basándose en las temperaturas medias máximas y mínimas de la ciudad de Jazan, y se incluyó en los cálculos el efecto de la reducción de la resistencia a la adherencia de las barras de ECS.

El cambio a refuerzo de GFRP

Saudi Aramco cuenta con numerosas estructuras de concreto reforzado y otras infraestructuras de concreto en una serie de instalaciones industriales para la producción y el procesamiento de petróleo y gas. Estas instalaciones están situadas en su mayoría en la costa del Mar Rojo y el Golfo Pérsico del país y en zonas desérticas de la región oriental. Debido a la severidad del entorno, la corrosión del acero de refuerzo puede producirse a un ritmo rápido, lo que conduce al agrietamiento, la delaminación y el desprendimiento del recubrimiento de concreto, causando finalmente una pérdida sustancial del total de la sección de acero. En enero de 2018, Saudi Aramco tomó la decisión estratégica de utilizar refuerzos no metálicos en las estructuras de concreto de las instalaciones de la compañía. Conforme a esta visión, se tomó la importante decisión de transformar el CMI-CEJ de una estructura reforzada con barras de ECS a una estructura reforzada con barras de GFRP. Como resultado, ahora se espera que el proyecto proporcione una vida útil sin mantenimiento superior a los 100 años.

El GFRP es un compuesto, normalmente formado por resina de éster de vinilo y fibras de vidrio E-CR. El uso de barras de GFRP como refuerzo del concreto ha adquirido popularidad en los últimos años, ya que los diseñadores han confiado en el material y los avances en los procesos de fabricación y el aumento de la competencia lo han hecho más competitivo en cuanto a costo con relación al acero de refuerzo convencional. Además de la resistencia a la corrosión, las barras de GFRP ofrecen una elevada relación resistencia-peso, neutralidad electromagnética y alta resistencia a la fatiga. Además, el bajo peso de las barras reduce los gastos de transporte e instalación. Si bien la compatibilidad de la expansión térmica y la rigidez con el concreto son bastante buenas, las barras de GFRP tiene un módulo elástico, una resistencia al cortante y un esfuerzo de tracción por ruptura de flujo relativamente bajos.

Estos últimos factores no son importantes para losas apoyadas en el suelo como las del CMI. Tras el rediseño pertinente, la discusión y la garantía de un acuerdo con el contratista del proyecto, la transformación de barras de ECS a barras de GFRP culminó con una enmienda al contrato en diciembre de 2018. Se aprobaron tres proveedores internacionales de barras de GFRP en función de la calidad de sus productos, su capacidad técnica y su plan de localización.

Los proveedores y las propiedades importantes de las barras suministradas aparecen en la Tabla 2. Aunque la mitad de los refuerzos para el proyecto CMI-CEJ no se produjeron localmente, se ha considerado muy importante un criterio de localización en la selección de proveedores para futuros trabajos, ya que la producción local minimizará el tiempo de entrega, reducirá los costos de material y transporte y mejorará la base industrial en el Reino.

Tabla 2:

Propiedades de las barras de GFRP suministradas por tres fabricantes.

Fabricante, base de producción	Porción de la cantidad total de barras de GFRP, %.	Diámetro nominal de la barra, mm	Barra ASTM No.	Área nominal de la sección transversal, mm ²	Resistencia a la tracción final garantizada/ medida, MPa	Deformación máxima de tracción, %	Módulo de elasticidad, GPa %
Pultron, Dubai	50	14	—	149	850 / >900	1.6	52
Galen, Russia	25	12.45	4	121.7	1065 / 1223	2.4	50.1
Dextra, China	25	12.7	4	127	900	1.8	50

Nota: 1 mm = 0.04 pulg.; 1 mm² = 0.0016 pulg.²; 1 MPa = 145 psi; 1 GPa = 145 ksi

Diseño

Los códigos y normas utilizados en el proyecto incluyen las referencias 15 a 28. La alineación y el diseño geométrico del CMI-CEJ se mantuvieron según el diseño original. Los principales criterios considerados para el diseño con refuerzo de GFRP incluyeron:

- Anchos de grieta limitados a 0.7 mm según el ACI 440.1R-15¹⁶ (la Especificación 17 de la Guía AASHTO LRFD GFRP permite < 1 mm);
- Espacio entre grietas restringido a entre 0.9 y 2.4 m; y
- Limitación del esfuerzo de tracción en las barras de GFRP entre el 30 y el 40% de la resistencia a la tracción garantizada.

El diseño de la estructura de concreto reforzado con GFRP para el CMI-CEJ se llevó a cabo según el ACI 440.1R-15. El espesor de la losa base y de los taludes laterales se mantuvo en 200 mm para permitir una mayor uniformidad durante la construcción. El agrietamiento térmico temprano se basó en una temperatura de colado de 25°C y una humedad relativa del 55%. De acuerdo con la sección 7.3.1 del ACI 440.1R-15, el ancho máximo de las grietas se basó en la estética -el ambiente severo no tiene impacto en las barras de GFRP, y el concreto reforzado con GFRP puede tolerar anchos de grieta mayores y recubrimientos menores. Para el control de grietas, el diseño exigía que las barras de GFRP se colocaran en el tercio superior de la losa, de modo que se mantuvo el recubrimiento superior de 75 mm del diseño original. Debido al cambio en las limitaciones en el ancho de las grietas, de 0.3 mm en el diseño original a 0.7 mm, el espaciado de las barras de GFRP se cambió desde los 150 mm al centro. El diseño final incluía barras de GFRP M13 (Nº 4) espaciadas a 200 mm al centro tanto en la dirección longitudinal como en la transversal.

Según la norma ASTM D7957/7957M,²⁴ las barras de GFRP M13 tienen un diámetro nominal de 13.7 mm. Se consideró una resistencia a la tracción mínima garantizada de 600 MPa, con un factor ambiental CE de 0,7. El módulo de elasticidad garantizado de las barras de GFRP era de 50 GPa. Para el diseño de la losa se consideró una capacidad de carga del suelo de 125 kN/m² y un módulo de reacción del subsuelo de 30,000 kN/m³.

En la Fig. 3 se muestra una sección típica del CMI-CEJ reforzado con GFRP en el extremo aguas

arriba, así como el diseño original con barras ECS. La sección incluye una tela filtrante colocada encima del suelo excavado/rellenado y compactado, un estrato de drenaje granular de 200 mm de espesor colocado encima de la tela para disipar la presión del agua subterránea, y una capa de concreto aislante de 50 mm de espesor. Las barras de GFRP se colocaron en asientos de tuberías de plástico sobre la capa aislante. Los agujeros de drenaje se crearon con tubos de 160 mm de diámetro espaciados a 4 m entre sí, tanto en la dirección longitudinal como en la transversal. Por último, se colocó un revestimiento de concreto de 200 mm de espesor sobre la capa aislante. Se recomendó la utilización de concreto Clase C25 (resistencia a la compresión de 25 MPa a 28 días) de acuerdo con los criterios de diseño para el canal reforzado con GFRP, con un contenido de cemento de 320kg/m³. Se retiró la microsílica especificada para el diseño de las barras de ECS y se redujo el contenido de cemento en 50 kg/m³ debido a la mayor tolerancia en el ancho de las grietas y al hecho de que las barras de GFRP no sufrirán corrosión.

Basándose en los cálculos de agrietamiento térmico, el espaciado de las juntas por contracción en la losa base se cambió de 7.5 m al centro a 6 m al centro en cada dirección. Las juntas de contracción se diseñaron para tener 10 mm de ancho y 50 mm de profundidad. En función de la carga térmica, se dispusieron juntas de dilatación en sentido longitudinal y transversal a 30 m al centro. En la Fig. 4 se muestra el diagrama de una junta transversal de dilatación. La junta tiene 25 mm de ancho y 200 mm de profundidad. Se utilizaron pasajuntas de acero inoxidable, de 900 mm de longitud y espaciadas a 250 mm, para transferir el cizallamiento en las juntas de dilatación. En un extremo, la pasajunta está unida al concreto. En el segmento descendente, se permite que se mueva libremente dentro de una funda de tubería plástica. Las barras de acero inoxidable ya se habían adquirido para el proyecto según el diseño original, por lo que no se consideró el cambio a barras de GFRP en las juntas de dilatación. La longitud de las solapas se mantuvo en 750 mm con una cubierta libre de 75 mm.

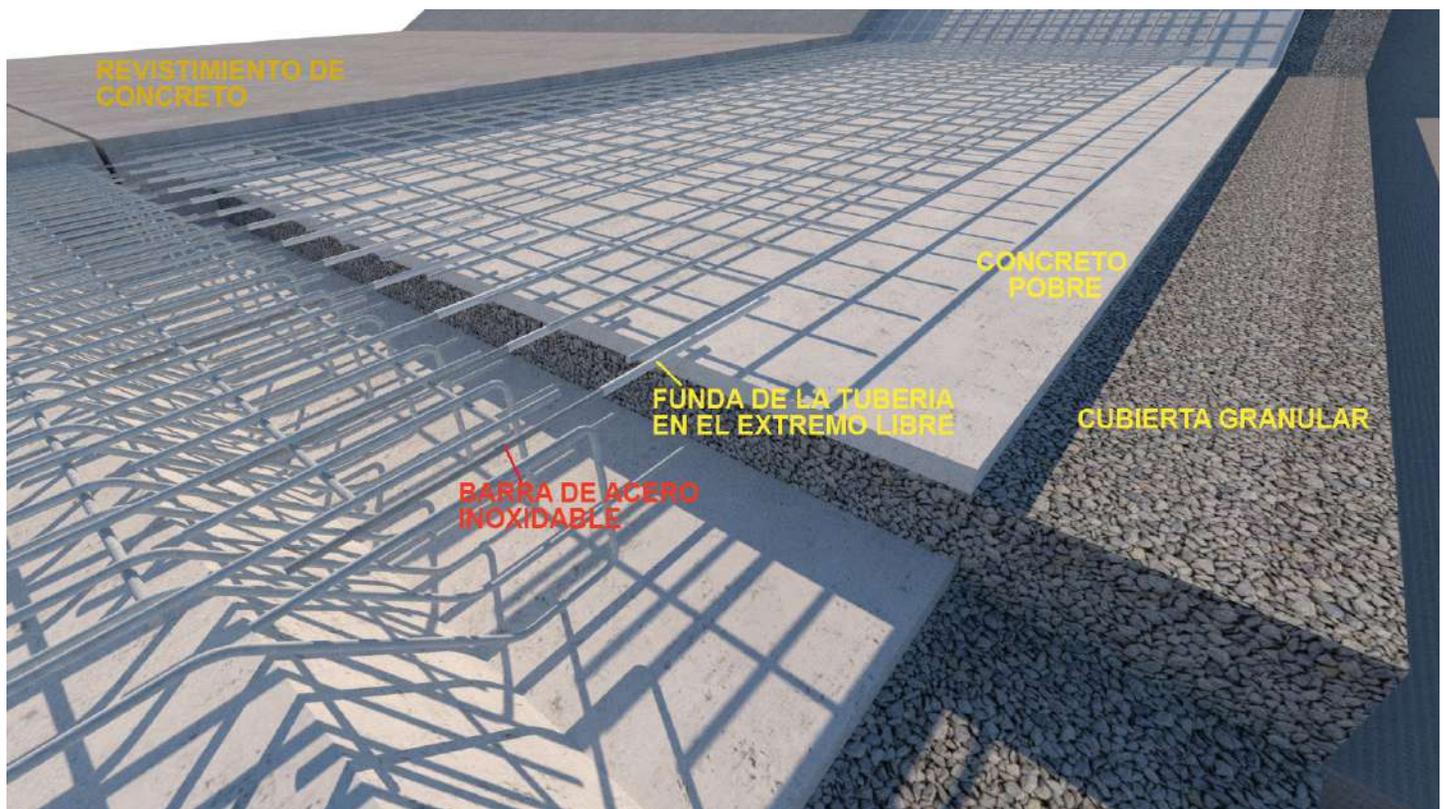


Fig. 4: Representación computarizada de una junta transversal por expansión típica



Fig. 5: Colocación del estrato de drenaje: (a) para la losa base; y (b) para los taludes. El estrato de drenaje para cada uno de los taludes del canal fue colocado después de la terminación del estrato aislante de la base.

Construcción

La construcción del JEC-FMC comenzó con una importante excavación siguiendo la trayectoria del canal, y continuo con la compactación con rodillo de la subrasante. Se excavaron unos $6,2 \times 10^6$ m³ de tierra antes de colocar la tela geotextil y el estrato de drenaje de 200 mm de espesor. La Fig. 5 muestra la colocación del estrato de drenaje y de la capa aislante de concreto pobre. La Fig. 6 muestra el almacenamiento y la colocación de las barras de GFRP para un panel típico de 30 x 30 m de la losa base. Una cuadrilla de ocho personas trabajó en cada uno de los paneles para fijar las barras de GFRP en una cuadrícula y construir la cimbra para la losa base y la losa lateral. La Fig. 7 muestra las barras de empalme que se utilizaron para fijar los costados inclinados del canal a la losa base; un segmento en el que las barras de GFRP se han colocado en toda la sección del canal, listo para la colocación del concreto; y una vista detallada de los puntos de empalme en la unión entre el talud y la base, así como los orificios de drenaje y los soportes de las barras (secciones de tuberías de PVC).

La mezcla de concreto consistía de:

- 371 kg/m³ de cemento Tipo V;
- 1136 kg/m³ de agregado grueso con tamaño máximo de 19 mm (3/4 pulg.);
- 773 kg/m³ de agregado fino;
- 116 kg/m³ de agua, resultando una relación agua-cemento de 0,40; y
- 6.0 L/m³ de aditivo reductor de agua de alto rango.

El revestimiento de concreto se colocó en paneles de 6 m de ancho por 30 m de largo, en colocaciones escalonadas como se muestra en la Fig. 8. Se instalaron dos plantas de dosificación de concreto en el sitio para el suministro continuo de concreto.





Fig. 6: La losa base se reforzó con mallas de barras de GFRP: (a) entrega de las barras; (b) almacenamiento de las barras en la capa aislante de un panel interior de la losa base (obsérvense las aberturas en la capa aislante para la posterior instalación de los tubos de drenaje); (c) colocación inicial de las barras; (d) montaje de la malla; y (e) preparación final de la malla de barras y del cimbrado de las juntas longitudinales.



Fig. 7: Los lados inclinados del JEC-FMC se ataron a la losa base mediante barras de empalme hechas a la medida: (a) un trabajador lleva un juego de barras de empalme; (b) antes de la colocación del concreto, una vista general de una sección aguas arriba del JEC-FMC, mostrando las mallas, los agujeros de drenaje y el cimbrado del borde del canal; y (c) detalle del empalme en la intersección entre la base y el talud.



Fig. 8: Colocación del concreto en el CMI-CEJ: (a) capa de cierre en el talud; (b) un panel en la losa base; y (c) un panel en el talud lateral.

Consideraciones de Costos

Después de casi 3 años de ejecución del proyecto, Saudi Aramco y el Contratista, AYC, de manera conjunta, investigaron las ventajas y desventajas en términos de costo, de ejecutar el proyecto utilizando barras de GFRP en lugar de barras de ECS. El estudio se apoyó en un panel típico de 200 mm de espesor, y de 30 × 30 m (Fig. 6). Pensamos que este análisis puede extrapolarse a proyectos similares de gran escala, con losas apoyadas en el terreno natural, condiciones ambientales, de materiales y costo de mano de obra parecidas a las de Arabia Saudita.

En el diseño original, se colocaron barras de ECS de 12 mm de diámetro espaciadas 150 mm al centro en ambas direcciones. La longitud de traslape requerida fue de 600 mm, por lo que un panel típico requería alrededor de 400 barras de ECS, para una longitud total de 12,480 m y con un peso total de 11.1 Ton. En el diseño ya revisado, se colocaron barras de GFRP de 13 mm de diámetro, espaciadas a 200 mm al centro en ambas direcciones. La longitud de traslape requerida fue de 750 mm, de tal forma que un panel típico necesitó 300 barras de GFRP totalizando 9,450 m de longitud total y con un peso de 3.1 Ton. Los costos de ambas opciones están resumidos en la Tabla 3. La siguiente información muestra el análisis para los costos que aparecen en la tabla.

El precio de mercado actual del ECS cortado y doblado “in situ” fue de \$ 0.74/m. Sin embargo, se requirió de un 17% adicional para cubrir los gastos de importación y los impuestos al valor agregado para las barras de GFRP, dado que éstas fueron importadas de Dubai, China y Rusia. Estos impuestos y derechos incrementaron el precio de las barras de GFRP a \$ 0.87/m. Una vez que los productores de barras GFRP instalen plantas de fabricación local, los costos de transportación, importación e impuestos se reducirán, convirtiendo la opción del GFRP en una más económica.

El diseño original requería de una mezcla de concreto con un contenido de cemento Portland Tipo V de 345 kg/m³ y 25 kg/m³ de microsíllica, con un costo total de \$ 97.00/m³ transportado y colocado. El rediseño solicitaba 320 kg/m³ de cemento Portland Tipo V, a un costo final de \$ 88.00/m³ transportado y colocado. En ambos casos, el requerimiento total de concreto por cada panel típico fue de 180 m³. Otras partidas de gastos fueron los soportes y los amarres de las barras. Las barras de ECS son más rígidas que las de GFRP, de modo que requieren menos soportes. Para un panel típico con barras de ECS se usaron 900 soportes, mientras que con las barras de GFRP se usaron 1,125 soportes por panel. Se supuso un costo de \$ 0.54/soporte. Asimismo, las barras de ECS requirieron 20,400 amarres de barra por panel, mientras que la opción de las barras de GFRP solo requirió de 11,850 amarres. Se consideró un costo de \$ 0.14/amarre.

La colocación de las barras en un panel típico de 30 m × 30 m × 0.20 m se esperaba que requeriría de 3 días de una cuadrilla de 12 trabajadores para las barras de ECS, mientras que para la opción de GFRP la cuadrilla sería de 8 trabajadores y requeriría solamente de 1.5 días de trabajo. Más aún, la distribución de las barras de ECS en el panel requeriría el uso de la grúa durante 2 de los 3 días de trabajo. El manejo de las barras de ECS requiere de usar guantes regulares a un costo de \$ 0.80/par, mientras que para manejar las barras de GFRP se requieren guantes de piel con un costo de \$ 1.87/par.

Como se puede ver en la Tabla 3, la opción de utilizar barras de GFRP arrojó una reducción del costo del 11% en las barras de refuerzo, 10% en el concreto, 42% en los amarres, 100% en el uso de la grúa y 67% de mano de obra. Finalmente, los ahorros de costo directo total con la opción de barras de GFRP fue del 21%. No se realizó análisis de costo considerando el ciclo de vida útil (CVU). Para proyectos similares y de gran tamaño, anticipamos una reducción significativa del costo con el uso de las barras de GFRP.

Tabla 3. Comparación de los costos de las opciones de ECS y GFRP para un panel de 30 × 30 × 0,2 m
Propiedades de las barras de GFRP suministradas por tres fabricantes.

Concepto	Barras de ECS, \$	Barras de GFRP, \$	Relación de costo GFRP/ECS, %
Barras de refuerzo	9,235	8,222	89
Concreto	17,514	15,840	90
Soportes de barras	486	608	125
Amarres	2,856	1,659	58
Mano de Obra	3,852	1,284	33
Grúa	1,068	0	0
Guantes de seguridad	9.60	15	156
Total	35,021	27,628	79

Aspectos Cualitativos

La consideración más importante cuando se utilizan las barras de GFRP es que éstas no pueden habilitarse en sitio. Este material tiene que venir de fábrica cortado y doblado. Lo que significa un sistema muy rígido que no admite modificaciones, ajustes o reemplazo de las barras dañadas o perdidas.

Esto también afecta otras actividades como la excavación, el estrato de drenaje, y la colocación de concreto que tiene que ser ejecutada con mucha precisión, dejando poco espacio para errores. Desde este punto de vista, las barras de ECS son más flexibles y adaptables.

En términos de conservación, las barras de GFRP no se ven afectadas por suelos o aguas con cloruros. Sin embargo, las barras de GFRP son afectadas por la radiación ultravioleta, por lo que tienen que protegerse si se van a almacenar por 3 o más meses. La mano de obra requerida para la colocación de las barras de GFRP se redujo significativamente comparado con la colocación de barras de refuerzo convencionales, y no se requirió usar equipo pesado para ensamblar los armados en las losas base ni en los de talud. No obstante, los trabajadores tienen que asegurarse que las barras de GFRP no floten durante el proceso de colocación del concreto.

Comentarios Finales

Las barras de GFRP como refuerzo de estructuras de concreto están teniendo buena aceptación como la mejor alternativa para enfrentar los retos de durabilidad en ambientes agresivos. El proyecto más grande usando barras de GFRP ha sido concluido con éxito y se trata de una infraestructura mayor de protección de inundaciones de la CEJ en Arabia Saudita. Cerca de 10 millones de metros lineales de barras de GFRP se utilizaron en el canal, junto con 188,000 m³ de concreto estructural y 45,000 m³ de concretos no estructurales. Los beneficios obtenidos mediante el cambio de barras de ECS a barras de GFRP en el proyecto del CMI-CEJ, incluyen una mayor durabilidad y menor tiempo de ejecución. Tras el éxito en este proyecto, muchos otros proyectos de Saudi Aramco han adoptado el uso de barras de refuerzo de GFRP para los elementos de concreto. Saudi Aramco está colaborando con KFUPM y otras instituciones de investigación buscando cerrar la brecha para algunas de las limitaciones de las barras de GFRP

y proveer claridad sobre los criterios de diseño. Recientemente Saudi Aramco y el ACI anunciaron el lanzamiento de NEx, un Centro de Excelencia para Materiales de Construcción No Metálicos, para desarrollar y promover el uso de materiales no metálicos en los sectores de construcción y edificación.

Referencias

1. BS EN 1991-1-1:2002, "Eurocode 1: Actions on Structures— Part 1-1: General Actions - Densities, Self-weight, Imposed Loads for Buildings," European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 2002, 44 pp.
2. BS EN 1992-1-1:2004, "Eurocode 2: Design of Concrete Structures—Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings," European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 2004, 225 pp.
3. BS EN 1997-1:2004, "Eurocode 7: Geotechnical Design—Part 1: General Rules," European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 2004, 168 pp.
4. BS 8002:1994, "Code of Practice for Earth Retaining Structures," British Standards Institution, London, UK, 1994, 144 pp.
5. BS 8004:2015, "Code of Practice for Foundations," British Standards Institution, London, UK, 2015, 112 pp.
6. BS 6031:2009, "Code of Practice for Earthworks," British Standards Institution, London, UK, 2009, 120 pp.
7. BS 8110-1:1997, "Structural Use of Concrete—Part 1: Code of Practice for Design and Construction," British Standards Institution, London, UK, 1997, 168 pp.
8. BS 8007:1987, "Code of Practice for Design of Concrete Structures for Retaining Aqueous Liquids," British Standards Institution, London, UK, 1987, 32 pp.
9. CIRIA C683, "The Rock Manual. The Use of Rock in Hydraulic Engineering," second edition, CIRIA, London, UK, 2007, 35 pp.

10. Bamforth, P.B., CIRIA C660, "Early-Age Thermal Crack Control in Concrete," CIRIA, London, UK, 2007, 23 pp.
11. Balkham, M.; Fosbeary, C.; Kitchen, A.; and Rickard, C., CIRIA C689, "Culvert Design and Operation Guide," CIRIA, London, UK, 2010, 50 pp.
12. "Design Standard No. 14: Appurtenant Structures for Dams (Spillways and Outlet Works) Design Standards," Chapter 3: General Spillway Design Considerations, U.S. Department of Interior Bureau of Reclamation, Washington, DC, 2014, 253 pp.
13. "Jeddah Storm Water Drainage Manual," Saudi Aramco, Jazan, Saudi Arabia, 2014, 232 pp.
14. Hassan, K.E.; Chandler, J.W.E.; Harding, H.M.; and Dudgeon, R.P., "New Continuously Reinforced Concrete Pavement Designs," Report TRL630, Transport Research Laboratory, Berkshire, UK, 2005, 36 pp.
15. ASTM C150/C150M-20, "Standard Specification for Portland Cement," ASTM International, West Conshohocken, PA, 2020, 9 pp.
16. ACI Committee 440, "Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Bars (ACI 440.1R-15)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 88 pp.
17. "AASHTO LRFD Bridge Design Guide Specifications for GFRP-Reinforced Concrete Bridge Decks and Traffic Railings," first edition, AASHTO, Washington, DC, 2009, 68 pp.
18. "AASHTO LRFD Bridge Design Specifications," eighth edition, AASHTO, Washington, DC, 2017, 438 pp.
19. "Technical Report No. 66: External In-Situ Concrete Paving," Concrete Society, Camberley, UK, 2007, 83 pp.
20. "fib Bulletin No. 40: FRP Reinforcement in RC Structures," fib, Lausanne, Switzerland, 2007, 160 pp.
21. 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.
22. 12-SAMSS-027, "Fiber-Reinforced Polymer Bar Materials for Concrete Reinforcement," Materials System Specification, Saudi Aramco, Jazan, Saudi Arabia, 2017, 8 pp.
23. SAES-Q-001, "Criteria for Design and Construction of Concrete Structures," Saudi Aramco, Jazan, Saudi Arabia, 2016, 24 pp.
24. ASTM D7957/D7957M-17, "Standards Specification for Solid Round Glass Fiber Reinforced Polymer Bars for Concrete Reinforcement," ASTM International, West Conshohocken, PA, 2017, 5 pp.
25. "AASHTO Guide for Design of Pavement Structures," AASHTO, Washington, DC, 1993, 640 pp.
26. DMRB 7.2.1, "HD 24/06: Pavement Design and Maintenance. Pavement Design and Construction. Traffic Assessment," Highways England, London, UK, 2006, 20 pp.
27. ACI Committee 440, "Specification for Construction with Fiber-Reinforced Polymer Reinforcing Bars (ACI 440.5-08)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2008, 5 pp.
28. ACI Committee 440, "Specification for Carbon and Glass Fiber-Reinforced Polymer Bar Materials for Concrete Reinforcement (ACI 440.6-08) (Reapproved 2017)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2008, 6 pp.



Eduardo A. Villen Salan , Ha participado en la ejecución de proyectos de infraestructura durante los últimos 20 años o más, incluyendo puentes, ferrocarriles de alta velocidad, túneles, carreteras, plantas de tratamiento de agua, ductos de diversos tipos, canales, refineras y edificación en general. Director profesional de proyectos e ingeniero de profesión, forma parte del equipo directivo de proyectos de la empresa Saudi Aramco y fue asignado al Departamento de proyectos del complejo Jazan. Tiene un título de maestría en Ingeniería Civil.



Jihad Sakr , Director de proyectos Senior en la empresa Al-Yamam Company for Trading & Contracting, en Jazan, Arabia Saudita. Cuenta con más de 25 años de experiencia en la ejecución de proyectos diversos, y es adepto en asegurar el cumplimiento de los procesos, así como la ingeniería y directrices de construcción de Saudi Aramco. Se especializa en asegurar se cumplan los requerimientos de los proyectos manteniéndose dentro de estándares de control de calidad económicamente eficientes. Recibió una maestría en Dirección de Construcción y un título profesional en Ingeniería Civil.



Muhammad K. Rahman , Investigador y miembro del grupo académico del Centro de Investigación para la Edificación y Construcción del Instituto de la Universidad Rey Fahd de Petróleo y Minerales (KFUPM), en Dhahran, Arabia Saudita, y es Vicepresidente del Capítulo ACI de Arabia Saudita. Recibió su doctorado en ingeniería estructural y ha sido el líder de varios proyectos importantes de Saudi Aramco e investigador principal en otros proyectos de investigación copatrocinados por su empresa y otras del ramo. Su principal actividad de investigación en la actualidad es en el refuerzo no metálico del concreto.



Mesfer M. Al-Zahrani , Vicepresidente de asuntos académicos y miembro del grupo de profesores del Departamento de Ingeniería Civil del KFUPM. Por más de 30 años, el ha dirigido diversos estudios y ha participado como investigador principal en proyectos copatrocinados de durabilidad y materiales para la construcción, incluyendo el concreto, materiales compuestos, corrosión del acero de refuerzo, reparación y rehabilitación de estructuras expuestas a ambientes marinos.



Sami Al-Ghamdi , Es el jefe de la oficina de tecnología de la empresa Novel Nonmetallic Manufacturing Solutions, proyecto conjunto de las empresas Saudi Aramco y Baker Hughes. Con sus 21 años de experiencia en Saudi Aramco, ha trabajado en consultoría, diseño, y administración de proyectos de gran escala, tanto de infraestructura, como de tipo industrial. Su experiencia también abarca asesorías para la rehabilitación de estructuras existentes. Él es el Director del Comité de normativa estándar de Saudi Aramco y miembro del comité ISO/TC 71 para concreto, concreto reforzado y concreto presforzado.



Antonio Nanni, FACI, investigador, profesor y presidente del Departamento de Ingeniería Civil, Arquitectura y Ambiental de la Universidad de Miami en Miami, Florida, Estados Unidos. Es el presidente del Comité ACI 549, productos delgados hechos con productos cementantes y ferrocemento, y también es miembro de numerosos comités técnicos del ACI, incluyendo el comité ACI 440, refuerzos de polímeros reforzados con fibras. Ha recibido diversos reconocimientos, entre ellos la medalla IIFC 2014 del Instituto Internacional de Construcción con FRP así como el reconocimiento "Henry L. Michel" del American Society of Civil Engineers (ASCE) en 2012 por su trabajo en investigación y avances en pro de la industria.

¡Programas de Certificación del ACI!



Ofreciendo la certificación en todo el mundo desde 1980 y actualmente con 26 programas que aplican desde ensayos, inspección, y construcción, y con el enfoque de verdaderos especialistas, el American Concrete Institute ha desarrollado programas de certificación para satisfacer las necesidades en cualquier especialidad relacionada con el concreto. Acércate al ACI y descubre cómo puedes obtener una Certificación ACI en tu localidad.

Nota para América Latina: (La disponibilidad de los programas de certificación en español y en tu localidad dependerá de los programas con que cuente el Capítulo Local u otro grupo patrocinador de los mismos en tu país. Acércate a ellos para obtener la información.)
[www. Concrete.org/certification](http://www.Concrete.org/certification)

La traducción de este artículo correspondió al Capítulo de México Noreste

Título: Un canal monumental para mitigar inundaciones en Arabia Saudita



*Traductores: Lic. Iliana M. Garza
Gutiérrez e Ing. José Lozano y
Ruy Sánchez*

*Revisor Técnico:
Dr. Alejandro
Durán Herrera*

Ajustando Contenido de Aire en Sitio

P.

Como productor de concreto premezclado para un proyecto, nuestro equipo de aseguramiento de calidad probó el contenido de aire de una mezcla de concreto en la planta dosificadora. La prueba reveló que el contenido de aire era menor a lo especificado, por lo cual se le añadió aditivo incorporador de aire (AEA por sus siglas en inglés) para ajustar el contenido de aire y de esta manera cumpliera con los requisitos del comprador. En el proyecto, el laboratorio de pruebas por parte del dueño determinó que el contenido de aire era bajo, pero el representante del dueño no quiso permitir que se le añadiera aditivo AEA ya que en el documento de entrega de la mezcla indicaba que en la planta ya se le había añadido AEA. La mezcla fue aceptada sin añadirle ningún aditivo. Nunca habíamos tenido una experiencia similar y entendemos que el poder añadir AEA pudo ser permitido. ¿Estamos en lo correcto, o existe algún límite de cuántas veces se puede utilizar el aditivo AEA para una mezcla de concreto?

R.

No hay restricciones en el ajuste de una mezcla ya sea en la planta dosificadora o de camino al proyecto. Es muy común el ajuste de una mezcla antes de salir de la hormigonera para alcanzar el asentamiento necesario añadiendo agua (dentro de los límites). Adicional, hay camiones que están equipados con un sistema automatizado para poder añadir agua y/o aditivos reductores de agua según sea necesario para la trabajabilidad. No hay límite en la cantidad de veces que se puede añadir estos aditivos aparte del máximo permitido. Los estándares no comentan sobre este tema, por lo que el ajuste en la planta o en ruta puede ser considerado como parte del proceso de mezcla original y no se representa como parte de los ajustes permitidos en el proyecto.

La adición de AEA en la planta para alcanzar el contenido de aire especificado no tiene un impacto negativo en la calidad del producto final. Tanto la ACI 301-20¹ como el ASTM C94/C94M-21a² establecen límites para la cantidad de veces que se puede añadir AEA para una mezcla de concreto, pero ambas sí proveen información pertinente para la adición de AEA en el proyecto. Las siguientes secciones destacan el contenido relevante:

ACI 301-20—De acuerdo con el ACI 301, Sección 1.7.8.1, si el contenido de aire medido en el punto de entrega está por debajo de los límites especificados (con tolerancias del contenido de aire entregado $\pm 1.5\%$ de acuerdo con la Tabla 4.2.2.6(c)1), ajustes de acuerdo con el ASTM C94/C94M son permitidos de no ser especificado lo contrario.

Aunque no es común, de acuerdo con la Sección 1.7.8.1 la LISTA DE REQUISITOS OPCIONALES, el especificador tiene la opción de especificar “si la adición de agentes incorporadores de aire no será permitido en sitio, si el contenido de aire de la mezcla entregada está por debajo de lo requerido.”

ASTM C94/C94M-21a—De acuerdo con el ASTM C94/C94M, Sección 8.3, basado en resultados de pruebas de muestras preliminares, “el manufacturero podrá utilizar aditivos incorporadores de aire para alcanzar el contenido de aire deseado, seguido por un mínimo de 30 revoluciones a velocidad de mezclado, siempre y cuando las revoluciones no se excedan del límite 6.1.9.” De acuerdo con la Sección 6.1.9: “El comprador deberá establecer cualquier límite de revoluciones de la mezcladora para cuando el vaciado del concreto comience.” No obstante, si el comprador no provee un límite de revoluciones, “el manufacturero deberá determinar y comunicar al comprador el límite antes de la entrega.”

Tenga en cuenta que versiones previas del ASTM C94/C94M limitaban las revoluciones de la mezcladora a 300; sin embargo, este requisito fue removido del estándar comenzando con la versión 2014.

Comentarios Adicionales

La adición de AEA también puede ser limitada por el tiempo en que se comenzó el mezclado hasta su descarga. De acuerdo con la Nota 9, el límite de tiempo de 1.5 horas ya no es incluido en el ASTM C94/C94M.

De acuerdo con la Sección 6.1.10 de ese estándar, el “Comprador deberá establecer un tiempo límite...” Si el comprador no establece tiempo límite, “el manufacturero deberá establecer y comunicar al comprador el límite previo a la entrega.” Este límite de tiempo debe ser provisto en el conduce de entrega. El comienzo de mezclado para el límite de tiempo está definido en la Sección 12.3 para concreto en mezcladora central y en la Sección 12.5 para concreto en camiones revolventoras. Más aún, el tiempo límite debería estar basado en “condiciones atmosféricas, tipo de materiales cementicios y aditivos a ser utilizados, procedimiento de vertido, tiempo proyectado de transportación.” Finalmente, para concreto bombeado, de acuerdo con el ACI 301, Sección 4.2.2.4(c) en la LISTA DE REQUISITOS OPCIONALES, el especificador puede pedir medir el contenido de aire en el punto de colocación del concreto y determinar los límites de aceptación al punto de entrega basado en la pérdida de aire durante el bombeo.

Referencias

1. Comité 301 de ACI, “Especificaciones para Construcción de Concreto (ACI 301-20),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2020, 69 pp.
2. ASTM C94/C94M-21a, “especificación Estándar para Concreto Premezclado” ASTM International, West Conshohocken, PA, 2021, 15 pp.

Gracias a Karthik H. Obla, Vicepresidente, Servicios Técnicos, y a Colin L. Lobo, Vicepresidente Ejecutivo, Ingeniería, National Ready Mixed Association (NRMCA), Alexandria, VA, USA por revisar la respuesta a esta pregunta.

La traducción de este artículo correspondió al Capítulo de Puerto Rico

Título: Ajustando Contenido de Aire en Sitio



Traductor:
Ing. José M. Mejía Borrero



Revisor Técnico:
Ing. Rubén Segarra Montelara

Recomendaciones de Resistencia a la Compresión para Protección del Concreto Expuesto a Múltiples Ciclos de Congelación y Descongelación

¿Hay coincidencia con los datos?

por Ronald L. Kozikowski, James Klinger, y Bruce A. Suprenant.

ACI ha publicado tres guías que contienen recomendaciones de resistencia a la compresión para la protección de concreto sujeto a múltiples ciclos de congelación y descongelación (de ahora en adelante F&T, por sus Siglas en inglés): ACI 201.2R-16, “Guía para Durabilidad del Concreto”¹, recomienda una resistencia promedio a la compresión de 24.5 MPa (3500 psi); ACI 306R-16, “Guía para Colocar Concreto en Climas Fríos”², recomienda resistencia de compresión de 24.5 MPa (3500 psi) durante la construcción; y ACI 308R-16, “Guía de Curado del Concreto”³, recomienda una resistencia a la compresión de 28 MPa (4000 psi) mientras el concreto está en servicio.

Entre las tres especificaciones del ACI que son comúnmente utilizadas en la construcción, solo una provee requerimientos de resistencia para concreto sujeto a múltiples ciclos F&T durante su construcción: Sección 3.5.3 de ACI 308.1-11, “Especificación para Curado del Concreto”⁴, establece: “No exponer el concreto saturado a ciclos de congelación y descongelación hasta que el concreto haya desarrollado 24.5 MPa (3500 psi) de resistencia a la compresión.” ACI 301.20 Especificaciones para Concreto Estructural⁵, y ACI 306.1-90 (Reaprobado en 2002), “Especificaciones Estándar para Colocar Concreto en Climas Fríos”⁶, guardan silencio en este tema.

En este artículo, compararemos las recomendaciones incluidas en ACI 201.2R, ACI 306R, y ACI 308R y los requerimientos en ACI 308.1 con datos de ensayos a especímenes de concreto de peso normal y de peso liviano expuestos a múltiples ciclos de F&T.

Ensayos en Concreto en Condición Saturada

Mientras que ACI 201.2R, ACI 306R, y ACI 308R proveen recomendaciones y ACI 308.1 provee un requerimiento de resistencia, ninguno de estos documentos del ACI cita referencias para sus recomendaciones de resistencia para concreto saturado expuesto a múltiples ciclos de F&T. No obstante, los datos de ensayo que incluyen medidas de resistencia de la compresión y los resultados de los ensayos ciclos F&T, están disponibles en Klieger⁷, Gebler y Klieger⁸, Klieger⁹, and Klieger and Hanson¹⁰ para las siguientes mezclas:

- Concreto de peso normal con cemento portland (38 ensayos)⁷;
- Concreto de peso normal con cemento portland y 25% ceniza volante (20 ensayos)⁸;
- Concreto de peso normal con cemento portland y agregados de arena y grava (15 ensayos)⁹; y
- Concreto de peso liviano con cemento portland (40 ensayos)¹⁰.

Concreto de peso normal con cemento portland

Klieger⁷ presentó la expansión porcentual en 800 ciclos de F&T junto con la correspondiente resistencia a la compresión de cubos al inicio del proceso. Se utilizaron los extremos de vigas de flexión como cubos modificados de 152 mm (6 pulgadas) para ensayos de resistencia, y se concluyeron dos ciclos completos de F&T cada 24 horas con los prismas sumergidos permanentemente en agua de grifo. La tasa de enfriamiento fue aproximadamente de 11°C/hr (20°F/hr). El criterio de durabilidad utilizado se basó en la determinación periódica de cambios en peso, longitud y módulo sónico. Los ensayos se detuvieron a 800 ciclos de F&T o cuando el espécimen de ensayo alcanzó un 0.10% de expansión. En la Figura 1, la expansión a 800 ciclos está graficada como una función de la resistencia a la compresión de los cubos para 38 ensayos de concretos con una relación agua cemento (w/c) en un rango de 0.42 a 0.91 y un contenido de aire de 4.3 a 16%. Excluimos datos de especímenes con contenido de aire menor que 4%.

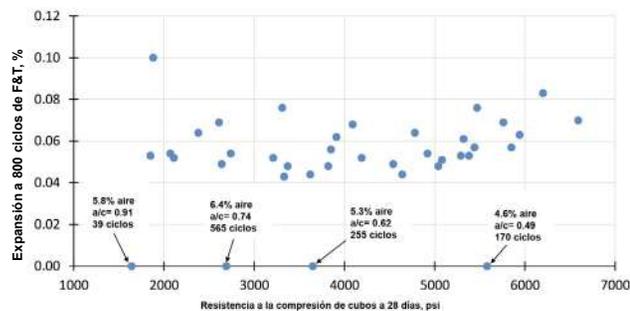


Fig. 1: Porcentaje de expansión después de 800 ciclos de F&T contra la resistencia a la compresión de cubos para 38 ensayos (223, 307, y 390 kg/m³ [4, 5-1/2, y 7 sack/yard³] mezclas de concreto con 4.3 a 16% de aire y relación w/c entre 0.42 y 0.91)⁷ (nota: 1 psi= 0.007 MPa)

Cuatro especímenes no alcanzaron 0.10% de expansión antes de completar los 800 ciclos. Tres de ellos tenían bajas resistencias asociadas con altas relaciones de w/c de 0.91, 0.74, y 0.62. El ACI 318-19 no permitiría concreto con tan alta relación agua – cemento para ser expuesto a F&T en condición saturada¹¹.

Por lo tanto, los hemos excluido de esta discusión. Un espécimen exhibió una resistencia a la compresión del cubo de aproximadamente 38.5 MPa (5500 psi) pero alcanzó solo 170 ciclos antes de mostrar una expansión de 0.1%. Si bien parece ser un valor atípico, la mezcla de concreto tenía un tamaño máximo de agregado (TMA) de 9.5 mm (3/8 pulgadas), un contenido de aire de 4.6%, y una relación a/c de 0.49. Para una mezcla con 9.5 mm (3/8 in) de TMA, ACI 318-19 requeriría un contenido de aire de 7.5 ± 1.5% (al menos 6.0%) y un máximo de relación w/c de 0.45. Debido a que esta mezcla no sería permitida por el Código, no fue considerada para esta discusión.

La Figura 2 muestra los datos seleccionados de Klieger con una línea de regresión lineal. Las resistencias de compresión de los cubos se multiplicaron por 0.8 para obtener aproximadamente la resistencia a la compresión de cilindros. Las líneas verticales en la Figura 2 representan la resistencia mínima para concretos saturados como lo establecen los cuatro documentos de ACI:

- 24.5 MPa (3500 psi) por ACI 306R-16, ACI 201.2R-16, y ACI 308.1; y
- 28 MPa (4000 psi) por ACI 308R-16.

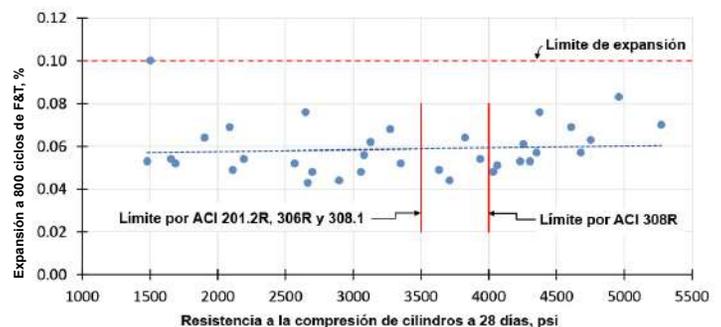


Fig. 2: Porcentaje de expansión después de 800 ciclos de F&T contra la resistencia a la compresión de cilindros para 34 ensayos de los datos de Klieger⁷ (nota: 1 psi= 0.007 MPa).

Basado en estos límites, se esperaría algún cambio en el rango de 24.5 a 28 MPa (3500 a 4000 psi). Sin embargo, como se puede observar en la Figura 2, esto no sucede. Por el contrario, la regresión lineal muestra un ligero aumento en la resistencia a F&T con una disminución de las resistencias a la compresión.

Basado en los resultados de los ensayos de la Figura 2, se puede argumentar que las recomendaciones/requisitos de ACI son muy conservadores. ASTM C666/C666M-15, “Método de Ensayo Estándar para Resistencia del Concreto a la Rápida Congelación y Descongelación” (“Standard Test Method for Resistance of Concrete to Rapid Freezing and Thawing,”) detiene los ensayos de F&T en una expansión de 0.10% o 300 ciclos. Los datos de Klieger muestran que concretos saturados con resistencias a la compresión tan bajas como 9 MPa (1310 psi) son resistentes a 800 ciclos de F&T.

Concreto de peso normal con cemento portland y ceniza volante

Gebler and Klieger⁸ presentaron factores de durabilidad a F&T ensayando mezclas de concreto con relaciones de agua a material cementicio (a/cm) en un rango de 0.40 a 0.45 (las mezclas se sustituyó el 25% del peso de cemento por ceniza volante) y el contenido de aire de 5.9 a 6.8%. Los especímenes fueron ensayados de acuerdo con el Procedimiento A de la norma ASTM C666/C666M. Los prismas de concreto de 75 x 75 x 285 mm (3 x 3 x 11-1/4 in), se moldearon y consolidaron utilizando técnicas estándar de rodado. Los prismas fueron curados y ensayados para resistencia a F&T.

Para el grupo No. 1, después de un día en moldes a $23 \pm 1.7^\circ\text{C}$ ($73 \pm 3^\circ\text{F}$), los prismas se curaron con humedad a $23 \pm 1.7^\circ\text{C}$ durante 13 días, los siguientes 14 días se almacenaron al aire en laboratorio a $23 \pm 1.7^\circ\text{C}$ y $50 \pm 5\%$ de humedad relativa (HR).

Para el grupo No. 2, después de un día en moldes a $4.4 \pm 1.7^\circ\text{C}$ ($40 \pm 3^\circ\text{F}$), los prismas se curaron con humedad a $4.4 \pm 1.7^\circ\text{C}$ durante 13 días, los siguientes 14 días se almacenaron al aire en laboratorio a $23 \pm 1.7^\circ\text{C}$ y $95 \pm 5\%$ de HR.

La resistencia a la compresión a 28 días fue medida usando tres cilindros de 76 x 152 mm (3 x 6 pulgadas) por cada juego de condiciones de curado. Los resultados oscilaron entre 20 a 36 MPa (2910 a 5250 psi).

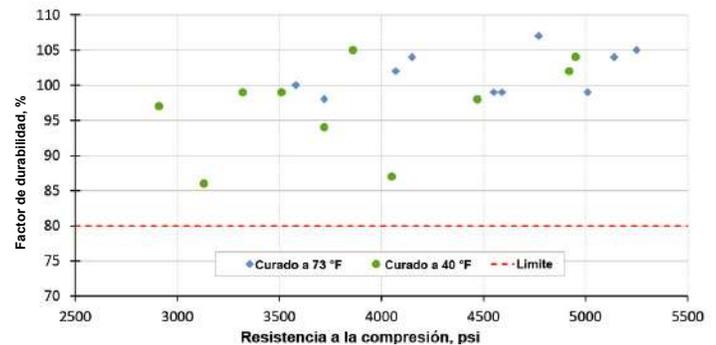


Fig. 3: Resultados de ensayo bajo la norma ASTM C666/C666M de 2 juegos de especímenes (20 ensayos) contra la media de resistencia a la compresión de tres cilindros de mezclas de concreto con 517 lb/yd³ de material cementicio (75% cemento y 25% ceniza volante), 5.9 a 6.8% de aire y w/cm de 0.40 a 0.45 8 (nota: 1 psi= 0.007 MPa).

El factor de durabilidad a 300 ciclos de F&T contra la resistencia a la compresión de los cilindros para 20 ensayos se muestra en la Figura 3.

Todos los factores de durabilidad excedieron 80%, lo cual es considerado un indicador de buena calidad en el concreto. La tendencia de los datos muestra que el factor de durabilidad tiene un ligero decrecimiento con menores resistencias. La media del factor de durabilidad para concreto con resistencias sobre 31 MPa (4500 psi) es alrededor de 100%, mientras que para las resistencias menores a 31 MPa fue alrededor de 95%. La pérdida de peso para concretos curados a 23°C (73°F) fue siempre menor a 5%. La pérdida de peso para concretos con ceniza volante Clases C curados a 4.4°C (40°F) fue baja; sin embargo, varias mezclas de concreto con ceniza volante Clase F mostraron pérdida de peso de hasta 18.5%. No hubo decrecimiento significativo de la resistencia a F&T de concretos en el rango de resistencias a la compresión de 21 a 31 MPa (3000 a 4500 psi).

Concreto de peso normal con cemento Portland y agregados de arena y grava

Klieger⁹ evaluó el porcentaje de expansión a 300 ciclos de F&T junto con la correspondiente resistencia a la compresión de cubos en el momento del ensayo. Se utilizaron extremos de vigas de flexión como cubos modificados de 152 mm (6 pulgadas) para ensayos de resistencia. Dos ciclos completos de F&T se concluyeron cada 24 horas con los prismas sumergidos permanentemente en agua de grifo. La tasa de enfriamiento fue aproximadamente de 11°C/hr (20°F/hr). El criterio de durabilidad utilizado se basó en la determinación periódica de cambios en peso, longitud y módulo sónico. Los ensayos se detuvieron a 300 ciclos de F&T o cuando el espécimen de ensayo alcanzó una expansión de 0.10%.

El porcentaje de expansión a 300 ciclos de F&T contra la resistencia a la compresión de los cilindros para 15 ensayos se muestra en la Figura 4. Las resistencias a la compresión de los cubos se multiplicaron por 0.8 para obtener aproximadamente la resistencia a la compresión de cilindros. La Resistencia a la compresión de los cilindros para concretos con contenido de aire de 5.3 a 12.4% estuvo dentro del rango de 21 a 33 MPa (2990 a 4740 psi).

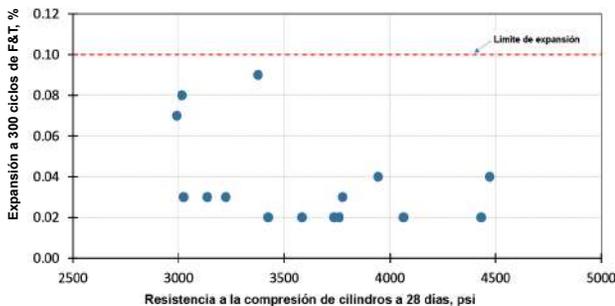


Fig. 4: Expansión porcentual después de 300 ciclos de F&T contra la resistencia a la compresión de cilindros para 15 ensayos para mezclas de concreto con 5.3 a 12.4% de aire y relación a/c entre 0.39 y 0.50⁹ (nota: 1 psi= 0.007 MPa)

La Figura 4 muestra que, en promedio, la expansión fue más baja para concretos con resistencia a la compresión dentro del rango de 21 a 31.5 MPa (3000 a 4500 psi).

Tres mezclas con resistencias en el rango de 21 a 24.5 MPa (3000 a 3500 psi) y contenidos de aire de 8.6 a 11.9% tuvieron una mayor expansión, aunque todavía menor que el límite de 0.10%.

Concreto de peso liviano con cemento portland

Klieger y Hanson¹⁰ evaluaron factores de durabilidad para prismas de 75 x 75 x 285 mm (3 x 3 x 11-1/4 pulgadas), en mezclas de concreto de peso liviano con aire agregado y sin él. También prepararon cilindros para resistencia a la compresión, peso unitario, y determinaciones de absorción. Para las series de 21 MPa (3000 psi), con contenidos de aire en el rango de 1.5 a 4.5% para concreto sin aire incluido y de 4.4 a 8.6% para concreto con aire incluido, un cilindro de 152 x 305 mm (6 x 12 pulgadas) de cada mezcla de concreto fue curado por 28 días a 23°C (73°F) y 100% de HR. Para las series de 31.5 MPa (4500 psi), con contenido de aire en el rango de 0.7 a 3.1%, para concreto sin aire incluido y para concreto con aire incluido en el rango de 4.6 a 7.5%, dos cilindros de 152 x 305 mm (6 x 12 pulgadas) de cada mezcla de concreto fueron curados por 7 días a 23°C (73°F) y 100% de HR seguidos de 21 días al aire a 23°C (73°F) y 50% de HR.

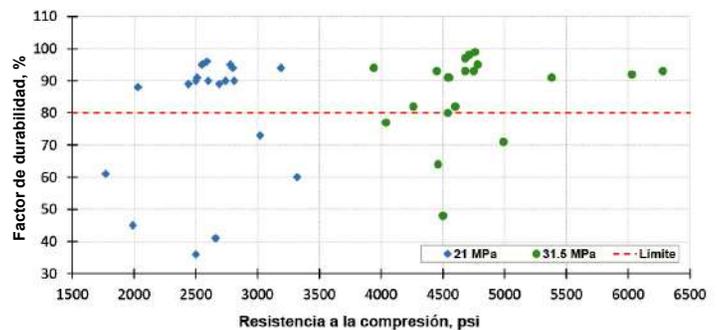


Fig. 5: Resultados de pruebas bajo ASTM C666/C666M después de 300 ciclos de F&T contra resistencia a la compresión de cilindros de 152 x 305 mm (6 x 12 in) para de 40 pruebas. Mezclas de concretos probadas fueron diseñadas para 21 a 31.5 MPa (3000 y 4500 psi) de resistencia nominal, incluidos nueve diferentes agregados de peso liviano y tuvieron contenidos de aire de 4.0 a 8.5% (note que 1 psi= 0.007 MPa).

Los prismas fueron curados por 14 días a 23°C (73°F) y a 100% de HR seguidos por 14 días a 23°C (73°F) y a 50% de HR. Luego, los prismas fueron inmersos en agua por 3 días antes de empezar el ensayo de F&T. Los prismas fueron congelados y descongelados mientras estaban bajo el agua. Se completaron dos ciclos de F&T cada 24 horas, de manera continua 7 días por semana. La temperatura mínima alcanzada del espécimen fue de aproximadamente -23°C (-10°F) y la máxima de 13°C (55°F).

Klieger and Hanson¹⁰ establecieron en un reciente estudio de procedimiento de ensayo de F&T, que estos ensayos producen resultados comparables con aquellos obtenidos por el procedimiento definido en la norma ASTM C290-57T, "Método de Ensayo para Resistencia de Especímenes de Concreto a Rápido Congelamiento y Descongelamiento en Agua" (Tentativo) ("Method of Test for Resistance of Concrete Specimens to Rapid Freezing and Thawing in Water (Tentative)"), (retirado en 1971 y sustituido por ASTM C666/C666M). Los prismas de ensayo fueron medidos periódicamente para detectar cambios en la frecuencia transversal fundamental de acuerdo con la norma ASTM C215, "Método de Ensayo Estándar para Frecuencias Fundamentales de Resonancia Transversal, Longitudinal, y Torsional de Especímenes de Concreto", ("Standard Test Method for Fundamental Transverse, Longitudinal, and Torsional Resonant Frequencies of Concrete Specimens"), para la longitud de acuerdo con la norma ASTM C157/C157M, "Método de Ensayo Estándar para Cambios de Longitud de Concreto o Mortero Hidráulico Endurecido" ("Standard Test Method for Length Change of Hardened Hydraulic-Cement Mortar and Concrete"), y para el peso.

Factores de durabilidad después de 300 ciclos de F&T contra resistencia a la compresión de cilindros para 40 ensayos de concretos con contenidos de aire entre 4.0 y 8.5% se grafican en la Figura 5.

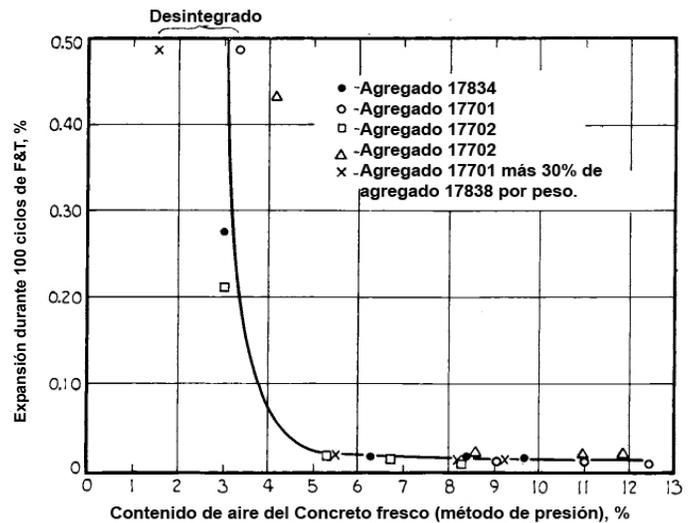


Fig. 6: Resultados de ensayo de Klieger⁹, se muestra contenido de aire versus la expansión durante 100 ciclos de F&T. Note que para contenido de aire menor a 4%, la expansión es alta, indicando pobre resistencia a F&T.

Basado en los resultados, la resistencia a la compresión podría no ser el mejor indicador de resistencia a F&T para concretos de peso liviano. Muchas mezclas de concreto de peso liviano tuvieron factores de durabilidad de alrededor 80% para resistencias a la compresión en el rango de 14 a 45 MPa (2000 a 6500 psi) y algunas mezclas de concreto de peso liviano tuvieron factores de durabilidad abajo de 80% para resistencias a la compresión en el rango de 10 a 34 MPa (1500 a 5000 psi).

Tabla 1. Comparación de las recomendaciones de ACI y resultados de ensayos.

Documento	Requerimiento o recomendación	Referencia o números de ensayos	Resistencia del Concreto a F&T	Contenido de aire, %
Durabilidad del Concreto (ACI 201.2R-16)	24.5 MPa	Ninguna	-	-
Colocado en clima frío (ACI 306R-16)	24.5 MPa	Ninguna	-	-
Curado externo del concreto (ACI 308R-16)	28 MPa	Ninguna	-	-
Curado de concreto (ACI 308.1-11)	24.5 MPa	Ninguna	-	-
Concreto de peso normal (Klieger ⁷)	-	38	9.1 MPa	6
Concreto de peso normal con ceniza volante (Gebler y Klieger ⁸)	-	20	20.3 MPa	6
Concreto de peso normal con agregado de arena y grava (Klieger ⁹)	-	15	21 MPa	11
Concreto de peso liviano (Klieger y Hanson ¹⁰)	-	40	No concluyente basado en resistencia	NA

Análisis y recomendaciones

Como lo muestra la Tabla 1, la recomendación / requerimiento de resistencia a la compresión del ACI para concretos de peso normal expuestos a múltiples ciclos de F&T es muy conservadora. Klieger⁹ concluyó que la resistencia a múltiples ciclos de F&T es controlada por el contenido de aire. Basado en los resultados de esta investigación, la expansión fue alta con contenidos de aire por debajo de 4%, indicando pobre resistencia a F&T (como se muestra en Figura 6).

Así, una recomendación de resistencia podría no ser un parámetro apropiado para determinar el comportamiento del concreto expuesto a múltiples ciclos de F&T. Incluso en la resistencia a la compresión más baja, especímenes de concreto de peso normal con apropiado contenido de aire se comportan bien ante ensayos de múltiples ciclos de F&T. Basado en el análisis de los resultados de pruebas presentados en este artículo, si es necesario proporcionar una recomendación de resistencia a la compresión, 10.5 MPa (1500 psi) (con contenido de aire de 6%) podría ser un valor apropiado.

La recomendación de resistencia a la compresión para concretos de peso liviano es más complicada, ya que la resistencia del concreto de peso liviano a múltiples ciclos de F&T no parece ser una función de la resistencia.

De nuestro análisis de datos de ensayo disponibles, instamos al Comité ACI 201 “Durabilidad del Concreto” (ACI Committees 201, Durability of Concrete); 306 “Colocado en Clima Frío”, (306, Cold Weather Concreting); y 308, “Curado del Concreto”, (308, Curing Concrete), examinar sus recomendaciones/requerimientos para resistencia a la compresión de concreto expuesto a múltiples ciclos de F&T. Además de revisar las referencias existentes, esto puede requerir la obtención de nuevos datos de ensayo o de la justificación de las recomendaciones / requisitos resultantes.

Referencias

1. ACI Committee 201, “Guide to Durable Concrete (ACI 201.2R16),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2016, 84 pp.
2. ACI Committee 306, “Guide to Cold Weather Concreting (ACI 306R16),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2016, 24 pp.

3. ACI Committee 308, "Guide to External Curing of Concrete (ACI 308R-16)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2016, 36 pp.

4. ACI Committee 308, "Specification for Curing Concrete (ACI 308.1-11)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2011, 7 pp.

5. ACI Committee 301, "Specifications for Concrete Construction (ACI 301-20)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2020, 69 pp.

6. ACI Committee 306, "Standard Specification for Cold Weather Concreting (ACI 306.1-90) (Reapproved 2002)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1990, 5 pp.

7. Klieger, P., "Effect of Entrained Air on Strength and Durability of Concrete with Various Sizes of Aggregates," Highway Research Board, Bulletin 128: Durability of Concrete, Nov. 1956, pp. 1-19.

8. Gebler, S.H., and Klieger, P., "Effect of Fly Ash on the Durability of Air-Entrained Concrete," SP-91, Fly Ash, Silica Fume, Slag, and Natural Pozzolans in Concrete, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1986, pp. 483-520.

9. Klieger, P., "Effect of Entrained Air on Concretes Made with So-Called 'Sand-Gravel' Aggregates," ACI Journal Proceedings, V. 45, No. 10, Oct. 1948, pp. 149-163.

10. Klieger, P., and Hanson, J.A., "Freezing and Thawing Tests of Lightweight Aggregate Concrete," ACI Journal Proceedings, V. 57, No. 1, Jan. 1961, pp. 779-796.

11. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-19)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2019, 623 pp.

Note: Additional information on the ASTM standards discussed in this article can be found at www.astm.org.



James Klinger, es Especialista en Construcción de Concreto para la Sociedad Americana de Contratistas de Concreto (ASCC), St. Louis, MO, USA. Asociado al Comité 117 del ACI-ASCC, "Tolerancias"; Comité 134, "Constructibilidad del Concreto"; ACI 318, "Código de Construcción de Concreto Estructural"; y Subcomité 318-A del ACI, "General, Concreto, y Construcción". Klinger recibió su grado de master en ingeniería estructural de la Universidad de Maryland, College Park, MD, USA.



Ronald L. Kozikowski, miembro de ACI, es Vice Presidente North S.Tarr Concrete Consulting, P.C., Dover, NH, USA, especializado en solución de problemas de construcción de concreto. Con más de 20 años de experiencia como ingeniero de construcción y materiales. Además es miembro del Comité 207 del ACI, "Masa y Concreto Controlado Térmicamente"; 213, "Concreto y Agregado de Peso Liviano"; 301, "Especificaciones para Concreto Estructural"; 306, "Colocado en Clima Frío"; y 308, "Curado de Concreto"; Asociado al Comité 117 del ACI-ASCC al, "Tolerancias"; y Asociado al Comité C680 del ACI-CRSI, "Certificación de Instalador de Anclaje Adhesivo". Recibió su BS y MS en ingeniería civil de la Universidad de New Hampshire, Durham, NH.



Bruce A. Suprenant, FACI, es el Director Técnico del ASCC, St. Louis, MO, USA. Es miembro del Comité del ACI, "Constructibilidad del Concreto" y 302, "Construcción de Pisos de Concreto"; y asociado al Comité 117 del ACI-ASCC, "Tolerancias", and 310, "Concreto Decorativo". Sus honores incluyen en 2021 la medalla "ACI Arthur R. Anderson", en 2020 el premio "ACI Construction Award", en 2013 el premio "ACI Certification Award", en 2010 "ACI Roger H. Corbetta Concrete Constructor Award", y en 2010 "ACI Construction Award".

Reuniones

NOVIEMBRE

-  **1-3 Conferencia y exposición de diseño y construcción, 2021, Denver, CO, USA**
www.dbia.org/design-build-conference-expo
-  **3-4 - Conferencia y exposición internacional del concreto Western Europe, Bonn, Germany**
www.iccx.org
-  **10-12 - Expo Concreto Asia Seúl, Corea del Sur**
www.a-concretex.com
-  **12 - Cumbre de seguridad de ASCC /TCA 2021, Houston, TX, EE.UU.**
www.asconline.org/events
-  **14 - 16 - Federación europea del concreto prefabricado Congreso de la Industria 2021, Copenhagen, Dinamarca.**
www.bibmcongress.eu
-  **24-25-28 - Días del concreto 2021, Čestlice, República Checa**
www.cbsbeton.eu/en/seminars

NOVIEMBRE - DICIEMBRE

-  **30-2- El Mundo de Concreto Asia 2021, Shanghái, China**
<http://en.wocasia.cn>
-  **30-3- DIAS CACRCS 2021, Evento en línea**
www.cte-eventi.com/cacracs

Nota del Editor: Muchas fechas de conferencias cambiaban antes de la publicación de este número. Verifique todas las fechas de las ponencias visitando el sitio web de conferencias.

La traducción de este artículo correspondió al Capítulo de Costa Rica

Título: Recomendaciones de Resistencia a la Compresión para Protección del Concreto Expuesto a Múltiples Ciclos de Congelación y Descongelación



Traductor: Ing. Arturo Chaves Garro



Revisor Técnico: Ing. Ana Lorena Monge Sandí, M.Sc

CONCRETO
LATINOAMÉRICA

Octubre | 1era Edición



CONCRETO
LATINOAMÉRICA

Noviembre 2020

Volumen I - Número 2

CONCRETO
LATINOAMÉRICA

Diciembre 2020

Volumen I - Número 3

CONCRETO
LATINOAMÉRICA

ENERO 2021

Volumen II - Número 1

CONCRETO
LATINOAMÉRICA

FEBRERO 2021

Volumen II - Número 2

CONCRETO
LATINOAMÉRICA

MARZO 2021

Volumen II - Número 3

CONCRETO
LATINOAMÉRICA

Abril 2021

Volumen II - Número 4

CONCRETO
LATINOAMÉRICA

VOLUMEN II | NÚMERO 5 | MAYO 2021

CONCRETO
LATINOAMÉRICA

VOLUMEN II | NÚMERO 6 | JUNIO 2021

CONCRETO
LATINOAMÉRICA

VOLUMEN II | NÚMERO 7 | JULIO 2021

CONCRETO
LATINOAMÉRICA

VOLUMEN II | NÚMERO 8 | AGOSTO 2021

CONCRETO
LATINOAMÉRICA

VOLUMEN II | NÚMERO 9 | SEPTIEMBRE 2021

1°
PRIMER
ANIVERSARIO

CONCRETO
LATINOAMÉRICA

¡MUCHAS GRACIAS!