

CONCRETO

LATINOAMÉRICA



VOLUMEN III | NÚMERO 10 | OCTUBRE 2022

CONCRETO

LATINOAMÉRICA

Volumen III - Número 10
Octubre de 2022

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** | **CONCRETO LATINOAMÉRICA**
Revista digital
- 5** | **Fallas e incidentes en las estructuras de estacionamiento**
Traducción y revisión técnica a cargo del Capítulo: Perú
- 13** | **Proyecto de Exchange utiliza un innovador método de construcción**
Traducción y revisión técnica a cargo del Capítulo: México Centro y Sur
- 16** | **Concreto, Preguntas y Respuestas: Espigos lisos versus barras deformadas y engrasadas**
Traducción y revisión técnica a cargo del Capítulo: Puerto Rico
- 18** | **Efecto del radio de curvatura de la varilla en el desempeño de uniones tipo rodilla con detallado común**
Traducción y revisión técnica a cargo del Capítulo: México Noreste

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:

Dr. Lucio Guillermo López Yépez

Editor Técnico:

Dr. Alejandro Durán Herrera

Traducción:

Anabel Merejildo

Comité de Noticias y Eventos Concreto Latinoamérica

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

Comité de Artículos Originales

Ing. Xiomara Sapón Roldán
Ing. Thyssen Won Chang

Revisión Editorial:

Lic. Iliana M. Garza Gutiérrez

Administración y Logística:

Lic. Ana Durán Herrera

Dirección Creativa:

MDG. Rosa Otilia Armendariz Solís

Diseño Gráfico:

LDI. Monserrat Treviño Garza
Alejandro Martínez Sánchez
LDI. Julián Capetillo Castillo

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

Diseño Editorial: Comunicación e Imagen Institucional FIC-UANL

Cualquier asunto relacionado con la publicación contactarse a :

Correo: concretolatam@gmail.com

Tel: +52 81 2146 4907

Los contenidos de los artículos corresponden a la traducción del inglés al español realizada por los Capítulos del ACI en Latinoamérica, y fueron originalmente publicados en la revista Concrete International correspondiente al mes de Octubre del 2022. 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
Panamá
Perú
Puerto Rico

Dr. Raúl Bertero
Dra. Nancy Torres Castellanos
Dr. Fabían Lamus Báez
Ing. Minor Murillo Chacón
Ing. MSc. Santiago Vélez Guayasamín
Ing. Luis Alvarez Valencia
Ing. Xiomara Sapón Roldán
Ing. Alejandro M. Narro Aguirre
Ing. Jesús Fernando García Arvizu
Arq. Arturo Rodríguez Jalili
Mtro. Josseph Eli Mandujano Zavala
Ing. Jorge L. Quiróz
Ing. Julio Antonio Higashi Luy
Ing. Anabel N. Merejildo



Construcción de un conjunto de 16 niveles de uso mixto y residencial en proceso de construcción en Greektown, Detroit, USA. El concepto constructivo es innovador ya que utilizan el sistema de construcción vertical llamado "LIFTbuild". Esta tecnología permite un ambiente sin columnas y abierto, con amplios espacios y espectaculares vistas desde cualquier lugar del edificio. El sistema consiste en dos grandes columnas que darán soporte primario a la estructura y a las losas de entrepiso de acero y concreto, las cuales son armadas a nivel de terreno para una vez concluidas elevarlas a su lugar definitivo. El edificio deberá terminarse en la primavera de 2023. (Ver artículo 2 en la página: 13)



¡Únete Hoy!
Conoce tu capítulo
local ACI

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



American Concrete Institute
Always advancing

CONCRETO LATINOAMÉRICA

Revista digital.

Un esfuerzo conjunto de los Capítulos de América Latina del ACI (American Concrete Institute) para llevar el conocimiento del concreto en español a sus comunidades locales.

Comité Editorial Concreto Latinoamérica

EDITORIAL:

Muy estimados colegas y lectores de nuestra revista digital Concreto Latinoamérica. Con el presente número que hoy tienen en sus manos, estamos arrancando el tercer año de publicación de nuestra revista que llega ya al número 25. Fue en octubre de 2020, en plena pandemia, cuando esta iniciativa tomó forma y comenzó un viaje que hoy ya tiene historia acumulada en la difusión del conocimiento sobre concreto en Latinoamérica. La participación de todos los Capítulos del ACI de Latinoamérica ha sido fundamental en conseguir este primer logro de dos años de publicación ininterrumpida. Muchas gracias a todos ellos y nuestro reconocimiento al trabajo que se han echado auestas para que las traducciones sean oportunas y de gran calidad técnica. Es motivo de satisfacción y orgullo para este Comité Editorial haber tenido la oportunidad de coordinar este esfuerzo y hoy poder compartir con ustedes algunos logros que a lo largo de ya dos años ininterrumpidos hemos conseguido juntos. Con este número ya son 25 números publicados. Hemos traducido un total de 112 artículos técnicos y para tal fin hemos contado con el apoyo de los 12 Capítulos del ACI en Latinoamérica. Muchas gracias a todos los Capítulos de Latinoamérica. Queremos agradecer desde luego con este editorial el apoyo que por parte del ACI hemos tenido en la oportuna entrega del material técnico y las imágenes, así como su autorización para realizar este proyecto. También agradecer de manera especial a la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Autónoma de Nuevo León por su apoyo permanente, no solo en todas las actividades que el ACI realiza, sino específicamente por dos años de apoyo del Departamento de Comunicación e Imagen Institucional, quienes han llevado toda la carga de edición, maquetado, revisiones, correcciones y depuración de las ediciones, así como el rediseño editorial y de imagen de la revista que a lo largo de 25 números ha ido cambiando poco a poco para mejorar. Muchas gracias. Gracias a todo el Comité Editorial que con su trabajo cotidiano apoyan el proyecto y permiten que se cumpla oportunamente con el calendario de ediciones que nos hemos marcado. Gracias a los miembros del Capítulo Noreste de México que nos apoyan con revisiones y correcciones finales en los artículos antes de su publicación. Este es un trabajo necesario y que nos ayuda a conseguir el objetivo de cero errores en nuestra publicación.

Esta revista demuestra una vez más que el trabajo en equipo sirve para conseguir, con menor esfuerzo individual, un gran objetivo común y que a todos nos sirve. Nuestra revista hoy viaja por las redes desde múltiples plataformas y contribuye a difundir el conocimiento en toda la América Latina, y además sirve de ejemplo para otras comunidades del ACI que con otro idioma puedan seguir este camino para tener su propia versión de la revista *Concrete International*. Seguiremos trabajando en pro de nuestra revista y buscando que cada día tenga mayor y mejor contenido y que pronto podamos contar con artículos propios originales que difundan nuestro conocimiento en temas de concreto. Muchas gracias a todos los que de una u otra forma han participado y apoyado este proyecto y felicitades al ACI de Latinoamérica representado por sus 12 Capítulos, por poder celebrar juntos este segundo aniversario de nuestra revista.

ENHORABUENA Y MUCHAS GRACIAS A TODOS.

COMITÉ EDITORIAL

Fallas e incidentes en las estructuras de estacionamiento

por William L. Gamble

Las estructuras de concreto para estacionamientos han existido desde hace mucho tiempo, ya sea que se trate de estructuras construidas en sitio reforzadas con varillas, prefabricadas y pretensadas, colocadas en sitio y postensadas, o alguna combinación de estos tipos de construcción. Este artículo pretende ofrecer una revisión de algunos de los problemas estructurales con este tipo de estructuras. Además, se revisarán los incidentes en los que los vehículos han atravesado, parcial o completamente, las barreras de los bordes en las estructuras de estacionamiento de todos los tipos de construcción.

Este esfuerzo se complica por el hecho de que, en la mayoría de los casos, las únicas fuentes de información son reportajes de prensa o televisión que se encuentran en Internet. Los artículos de ENR (Engineering News-Record) suelen tener más detalles. Cuando se han realizado investigaciones exhaustivas, los reportes generalmente no están disponibles, y los propietarios de las estructuras no están dispuestos a liberar información.

Las fallas de construcción y las fallas durante la demolición, de las cuales ha habido muchas, no fueron consideradas, siendo un tema aparte pero importante. En la referencia 1 se examinan algunas fallas de construcción de estructuras de estacionamiento, entre muchas otras.

Estructuras problemáticas

Aquí sólo se mencionará brevemente otra categoría: estructuras que no han fracasado pero que difícilmente pueden considerarse exitosas. Por ejemplo, entre 1969 y 1970 se construyeron dos estructuras de estacionamiento en el campus de la Universidad de Illinois en Urbana-Champaign. Estas estaban formadas por vigas T pretensadas, columnas prefabricadas reforzadas y una cantidad considerable de concreto colado en sitio. Las vigas de una sola T se postensaron con tendones que pasaban por las columnas para formar marcos rígidos. Estos tendones se rellenaron con grout. Se añadió concreto colocado en sitio para cubrir las vigas en T y para rellenar los espacios entre estos elementos pretensados. Este concreto fue postensado con tendones no adheridos que estaban totalmente desprotegidos contra la corrosión, según los estándares actuales. En estas estructuras se han realizado, al menos en dos ocasiones, importantes trabajos de reparación de los tendones rotos no adheridos. En febrero de 2020, la rampa de entrada a una de las estructuras fue fuertemente apuntalada. A mediados de 2021, se iniciaron las reparaciones. En abril de 2022, ambas estructuras estaban clausuradas.

Un caso similar que no resultó en un colapso pero que ciertamente fue un fracaso fue en una estructura construida cerca del campus de la Universidad de Illinois en 1980. La estructura estaba formada por miembros de doble T pretensados apoyados

en columnas colocadas en sitio, vigas de apoyo y secciones de T invertidas. Los bordes de las vigas eran bastante pequeños: 152 mm de ancho, como en la práctica actual, pero sólo 203 mm de profundidad, en comparación con los 305 mm habituales. El refuerzo era bastante diferente al mostrado en el material del Instituto de Hormigón Prefabricado/Pretensado (PCI) de aquella época. Debajo de cada vástago de doble T se colocaban unas finas almohadillas de goma o similares, pero su colocación era bastante errática. En algunos casos, los vástagos de doble T tenían sólo unos 51 mm de ancho de apoyo. Poco después de la construcción, se produjeron importantes problemas en las zonas de apoyo. Estas fueron reparadas, pero sin éxito. La figura 1 muestra una forma típica de peligro en la plataforma. Posteriormente, en 1988, se añadieron complejos soportes auxiliares de acero debajo de cada vástago de doble T, como se muestra en la Fig. 2.



Figura. 1: Una forma típica de peligro en la plataforma



Figura. 2: Incorporación de soportes de acero bajo los vástagos de las T

La estructura fue abandonada y demolida no muchos años después. Una de mis reflexiones en aquel momento fue que los diseñadores olvidaron o no sabían que los elementos pretensados se acortan con el tiempo, reduciendo las áreas de apoyo disponibles. Otra reflexión fue que tal vez la viga central estaba ligeramente al norte de su posición prevista, porque la mayoría de los problemas de longitudes de apoyo cortas estaban en el vano sur, y pocos en el vano norte.

Fallas estructurales

En mayo de 1981, se derrumbó una pequeña sección de la estructura del estacionamiento bajo Grant Park en Chicago, IL, Estados Unidos.² La parte de la estructura que falló se apoyaba en cinco vigas voladizas, dos de las cuales fallaron y las otras tres estaban en peligro. En el momento del fallo, la estructura tenía 27 años de antigüedad y la estructura del techo soportaba 0,61 m de suelo que se creía completamente saturado por las lluvias recientes. El colapso se produjo en un periodo de 4 horas. La evaluación inicial fue que el refuerzo a cortante en las vigas era inadecuado. Se desconoce si la falta de un adecuado refuerzo a cortante se debió a un error de diseño o a las significativas deficiencias de los códigos de construcción ACI de 1956 y anteriores. Dichas deficiencias empezaron a conocerse en el momento en que se diseñó esta estructura.

En junio de 1984, se derrumbó una estructura de estacionamiento de placa plana de concreto reforzado de un solo piso en el centro de Minneapolis, MN, EE.UU.³ Se atribuyó el derrumbe a un refuerzo gravemente corroído. La foto sugiere un fallo de corte por perforación. La antigüedad del edificio parece poco clara. El propietario creía que databa de la década de 1920, pero las pruebas sugieren una importante reconstrucción posterior. Los patrones de deformación de la armadura sugieren una construcción de los años 50 y, desde luego, no de los años 20. Varios vehículos quedaron destruidos, pero no hubo heridos.

El derrumbe parcial en 1997 de una estructura de estacionamiento con 15 meses de antigüedad se debió a que varias cartelas, o ménsulas, no estaban reforzadas.⁴ No hubo heridos graves, pero dos vehículos resultaron dañados. El resto de la estructura estaba siendo evaluada, sin que se descubrieran otros defectos en el momento de la publicación de la referencia 4. Aunque no se indica en el artículo, la estructura parece estar compuesta principalmente por elementos de doble T pretensados que se apoyan en su mayoría en vigas de soporte.

Alrededor de 20 vehículos resultaron dañados cuando parte de una estructura de estacionamiento en Irving, TX, Estados Unidos, se derrumbó a finales de agosto de 2018.⁵⁻⁷ Aunque no hubo heridos, hubo algunas llamadas cercanas. Hubo dos colapsos separados, con unas 5 horas de diferencia. La estructura consistía en miembros de doble T pretensados apoyados en vigas de soporte. Un informe de la prensa indica que se derrumbó una zona de unos 12 x 12 m, pero la zona que se muestra en una foto del lugar parece algo mayor, más cercana a los 15 x 15 m. Se derrumbaron varios vástagos de doble T y una viga reforzada. Según la referencia 7, se construyó alrededor de 1984. No se ha reportado la causa de la falla. Las alas de las vigas en T invertida parecían estar intactas. Aunque casi todos los espacios de estacionamiento estaban ocupados, la carga real habría sido mucho menor que la presunta carga viva de diseño de 50 lb/pie² (2,4 kN/m²).

La referencia 8 indica que al menos seis estructuras de estacionamiento se derrumbaron parcialmente en 2015, y algunas más en 2016. Se proporciona información sobre cuatro casos. El 24 de enero de 2015, una estructura se derrumbó parcialmente en Secaucus, NJ, Estados Unidos. Tras unas 4 pulgadas (102 mm) de nieve, se estaba utilizando una cargadora compacta para limpiar el nivel superior. Se había hecho una pila de más de 1,2 m (4 pies) de altura cuando parte de la cubierta se derrumbó, aplastando un vehículo e hiriendo al operador de la cargadora. El tipo de estructura no está claro en la única foto disponible, pero es posible suponer que era una construcción de doble T.

El 1 de mayo de 2015 se derrumbó parte de una estructura de tres niveles en el complejo Watergate de Washington, DC, Estados Unidos. El complejo,

de 50 años de antigüedad, estaba siendo sometido a una importante renovación, y un contratista de jardinería había apilado tierra y escombros en la cubierta superior. La cubierta se derrumbó, llevándose consigo los pisos inferiores. Dos personas resultaron heridas, una de ellas de gravedad, y 35 vehículos quedaron destruidos. La estructura era una placa plana reforzada con barras, y la foto muestra los daños típicos de los fallos por punzonamiento.

El 23 de octubre de 2015, una estructura de estacionamiento de siete niveles en Dallas, TX, se derrumbó parcialmente. Se estaban realizando trabajos de renovación y el contratista había apilado tierra y escombros de construcción en la cubierta superior, en una pila de unos 3 pies (0,9 m) de altura. Aunque la pila estaba cubierta con láminas de plástico, esa parte de la estructura se derrumbó durante un fuerte episodio de lluvia, llegando hasta el nivel del suelo. Al parecer, la estructura estaba formada por dobles T que se apoyaban en vigas de soporte.

Una estructura de estacionamiento subterráneo con un piso a nivel se derrumbó parcialmente el 22 de abril de 2016, en Houston, TX. Una parte de los niveles inferiores se había inundado, y el agua debía ser bombeada en camiones cisterna y retirada. La entrada tenía una barra de advertencia superior y una señalización que indicaba que el límite de carga era de 4000 lb (17,8 kN). Un conductor del camión cisterna, que probablemente tenía ejes traseros dobles en tándem, entró en la estructura adyacente a la entrada y comenzó a llenar el tanque con agua. En algún punto, la estructura se derrumbó bajo el peso conjunto del camión y el agua. El tipo de estructura no se indica y no está claro en las fotos disponibles. La referencia 9 tiene algunas fotos adicionales.

El 2 de junio de 2014, parte de un piso superior de una estructura de estacionamiento de Houston, TX, cayó al siguiente piso. La referencia 10 proporciona muy pocos detalles, pero al parecer se trataba de una estructura de doble T. No había coches presentes.

En enero de 2006, se cerró una estructura de estacionamiento en Natick, Massachusetts (EE. UU.), debido a los considerables daños visibles.¹¹ La estructura, construida aproximadamente en 1984, estaba formada por elementos de doble T apoyados en columnas y vigas de concreto colado en sitio. Se observó una zona con un importante deterioro de la losa en un reborde en la viga voladiza, y una zona deteriorada de 0,6 x 4,3 m (2 x 14 pies) había sido "derribada". La estructura estaba destinada al uso de vehículos de pasajeros, pero la entrada no tenía barras de advertencia superiores ni señalización con límites de carga. Se informó que la nieve había sido retirada con una cargadora frontal y posteriormente con una camioneta con quitanieves. Aunque no se aplicó directamente sal de deshielo al tablero, es evidente que fue arrastrada por los vehículos, ya que el contenido de cloruro del concreto era bastante alto. Se informó que la cubierta había sido lijada cuando estaba congelada, utilizando un vehículo no identificado. Era evidente que el equipo de retirada y control de la nieve era mucho más pesado que las cargas de diseño. El refuerzo de alambre soldado 4x4 - W4xW4 estaba en general libre de corrosión significativa, excepto en algunas áreas limitadas. Aunque probablemente era adecuado para las cargas de diseño vigentes en el momento de la construcción, era ciertamente inadecuada para el equipo de remoción de nieve.

Una parte importante de una estructura de estacionamiento se derrumbó el 18 de febrero 2021, en Lexington, KY, Estados Unidos.¹² Unos días antes, se habían producido tres eventos significativos de nieve junto a lluvia helada. La nevada total del mes de febrero fue de 220 mm (8,6 pulgadas). Aunque no se cuantificó, la lluvia helada debe haber contribuido significativamente a la carga total en el último piso de la estructura. La retirada de la nieve estaba en proceso en el momento del colapso. Una de las fotografías muestra huellas de neumáticos que probablemente corresponden a una camioneta. Los informes indican que había habido preocupaciones previas sobre el estado de la estructura, que datan hasta al menos 2018. Una foto de la referencia 13 muestra daños

difíciles de interpretar en una esquina externa de la estructura. Había reportes de al menos un agujero en las alas de doble T, y se había realizado un trabajo importante en una viga interior. El propietario pensaba demoler la estructura.

Una zona importante de un estacionamiento subterráneo de varios niveles se derrumbó el 23 de diciembre de 2021 en Lakewood, OH, Estados Unidos. El techo soportaba una zona de césped con un grosor de suelo desconocido.¹⁴ La estructura de concreto se construyó en la década de 1960 y se inspeccionaba anualmente. Aparentemente, la estructura era de concreto colado en sitio y reforzado con barras. En el momento del colapso, se estaban llevando a cabo algunas obras no especificadas, pero no se había expedido ningún permiso de construcción. La referencia 15 contiene algunas fotos posteriores al derrumbe, incluida una foto muy inquietante tomada la noche anterior al derrumbe, que muestra dos columnas del nivel inferior sin apuntalar, con sólo barras de refuerzo y sin concreto en los 2 pies inferiores aproximadamente. Los bordes inferiores del concreto habían sido cortados muy limpiamente, por lo que el concreto faltante claramente había sido removido intencionalmente.

Hace mucho tiempo, probablemente a mediados de la década de 1980, hubo breves presentaciones en varias reuniones sucesivas del Comité Conjunto ACI-ASCE 423, Concreto Pretensado, que mostraban múltiples fracturas de torones de siete hilos en una estructura de estacionamiento que el presentador estaba supervisando. Los torones fracturados se habían salido del concreto, dejando un bucle expuesto en cada caso. Parte de la estructura terminó derrumbándose.

Una observación importante es que no se ha podido encontrar ninguna falla reciente de estructuras de estacionamiento postensadas en sitio. Las recientes medidas de inhibición de la corrosión parecen estar

ayudando. Varias estructuras de doble T fallaron debido a sobrecargas significativas. Una de ellas tenía errores de construcción importantes, con falta de reforzamiento. Otras no tenían una causa evidente según la escasa información disponible. Los fallos de las estructuras reforzadas con barras tuvieron varias causas, incluyendo posibles errores de diseño, daños importantes por corrosión, sobrecargas importantes e incompetencia.

Penetraciones de la barrera de borde

La muerte de una pareja de ancianos cuyo vehículo atravesó la barrera del borde en el tercer nivel de una estructura de estacionamiento en Indianápolis, IN, EE.UU., en octubre de 2019, llevó al IndyStar a realizar una larga investigación sobre el asunto.¹⁶ Los reporteros del IndyStar encontraron 46 incidentes de este tipo en los 20 años anteriores. La causa solía ser poner el vehículo en marcha en lugar de marcha atrás o confundir el pedal del acelerador con el del freno. Como la mayoría de los incidentes se producían a baja velocidad, las barreras debían haber resistido, pero no lo hicieron. Los periodistas se pusieron en contacto con expertos técnicos, quienes identificaron un problema básico: los diversos códigos de construcción hasta 1990 no tenían disposiciones sobre la fuerza mínima de las barreras de borde, y no incluyeron requisitos generales de adaptación en ediciones posteriores. La estructura de este incidente se construyó en 1975. Una foto muestra que el muro de barrera de concreto estaba conectado a la losa sin conexiones aparentes con las columnas, y que se rompió bastante fácilmente.

La norma ASCE 7-22,¹⁷ sección 4.5.3, especifica que se debe aplicar una única fuerza de 6 kip (27 kN) en un área de 305 x 305 mm (12 x 12 pulgadas), centrada entre 0,46 y 0,69 m (1,5 y 2,25 pies) por encima del tablero. La forma de resistirlo depende del diseñador, pero la mayoría transfiere la carga a las columnas. Parece casi imposible diseñar una barrera de cables, utilizada ocasionalmente en el pasado, para cumplir estos requisitos, a menos que la separación de los cables sea muy pequeña.

STRUCTURE ha publicado varios artículos sobre las barreras de borde de las estructuras de estacionamiento, que datan al menos de 2008. La referencia 18 comienza con una foto de un vehículo a medio camino de una zona de estacionamiento en

las Torres Marina City de Chicago, IL. El artículo señala que el IBC 2006¹⁹ prescribe la fuerza de 6 kip mencionada anteriormente a 18 pulgadas (457 mm) por encima de la cubierta en lugar de la distancia variable actual. Se consideran varios escenarios, entre ellos el de los vehículos fugados en rampas inclinadas. El autor recomienda diseñarlo para un vehículo de 6000 lb (2700 kg) que se desplace a 10 mph (16 km/h), lo que resulta en una fuerza de 20 kip (89 kN), según la tabla incluida. El autor señala cinco tipos de barreras en uso: muros en voladizo de concreto colocado en sitio, vigas volteadas postensadas, vigas prefabricadas de concreto que actúan como muros de barrera, cables de acero de varios hilos y miembros, y rieles de acero.

La referencia 20 continúa desarrollando los conceptos de la referencia 18, con ejemplos que implican velocidades de impacto mucho mayores o vehículos mucho más pesados. También se menciona el choque intencionado contra un edificio. Se cita el enfoque militar de construir las barreras y luego conducir los vehículos contra ellas. Los dos ejemplos corresponden a tipos de barreras totalmente inadecuadas para los estacionamientos de varios pisos. Una foto muestra un vehículo que cayó desde el cuarto nivel de una estructura. La barrera era aparentemente una barrera de acero que no parecía ser mucho más pesada que una valla ornamental.

La referencia 21 aborda las principales dificultades al tratar de diseñar y detallar una conexión entre un muro en voladizo y una losa. La junta está sometida a un momento de apertura. Hace tiempo que se sabe que un detalle de unión típico, mostrado en la Fig. 2 de la referencia 21, es ineficiente. Las pruebas de la Universidad de Iowa de 1943²² documentaron las deficiencias, pero el uso de esta junta continuó. Se muestra una foto de la falla de una junta de apertura al 22% de la capacidad del miembro. Se muestra una junta eficiente para una esquina de apertura, pero con el comentario de que no es factible para una

junta de losa y pared de 6 pulgadas. En la referencia 23 se habla mucho más del problema de las juntas de apertura.

Anclar correctamente un muro de perímetro de concreto a una losa de concreto parece extremadamente difícil, y creo que es imposible en el caso de una estructura de doble T. En la referencia 24 se analizan las distribuciones de momentos en muros de barrera que se asume actúan como voladizos sobre la losa. Se muestran los momentos debidos a la concentración de los efectos en una franja de 12 pulgadas, con una anchura igual a la de la zona cargada, y los debidos a la suposición de una dispersión de 45 grados de los efectos de la carga y, por supuesto, son muy diferentes. La dispersión de 45 grados fue cuestionada; sin embargo, parece ser una decisión común de la ingeniería. La referencia 25 explora esta cuestión para un caso bastante similar de cargas concentradas que actúan en los bordes de las alas en miembros de doble T. Se demostró que la dispersión de 45 grados concuerda bien con un análisis elástico del caso. Los problemas de conectar un muro de perímetro a una losa por sí solos parecen insuperables. La referencia 24 recomienda como solución un muro por encima de la losa integrado en ésta y un muro por debajo, pero no se dan detalles de acero de la conexión entre el muro y la losa.

La referencia 26 parece haber sido redactada para refutar la mayoría de las conclusiones y recomendaciones de la referencia 21. El autor cita la referencia 23, diciendo que el detalle de los "ganchos estándar de 90°" desarrollará el 100% de la capacidad del miembro, si la relación de reforzamiento no supera el 0,3%. Sin embargo, la referencia 23 no tiene resultados de pruebas con esta proporción de refuerzo. La relación más baja en las pruebas fue de aproximadamente 0,5% y la eficacia fue de aproximadamente 45%. El caso citado del 0,3% procede de un valor calculado y depende totalmente de la resistencia a la tracción del concreto para resistir las fuerzas. En una estructura de estacionamiento en un clima no benigno, es probable que la resistencia a la tracción disponible después de un tiempo considerable se reduzca significativamente debido a los ciclos de congelación y descongelación y de humedad y secado. La referencia cita los muros de unidades de albañilería de concreto armado, pero no da detalles sobre cómo podrían estar conectados a la estructura.

Si bien la referencia 23 incluye detalles de refuerzo de esquinas de aberturas que son bastante eficientes, no parecen factibles para los casos en que los miembros tienen un espesor de 6 u 8 pulgadas y tienen la cobertura requerida en la mayoría de las exposiciones de estructuras de estacionamiento.

La referencia 27 informa que un hombre condujo accidentalmente su Jeep a través de la barrera de una estructura de estacionamiento en Santa Mónica, CA, EE.UU., en febrero de 2020, y cayó seis pisos. Sobrevivió. No se describió la barrera. Además, un coche atravesó una barrera de seguridad de cable, también en Santa Mónica, CA, en junio de 2018, y cayó una distancia no especificada. La referencia 16 se señala en el artículo corto.

La referencia 28 tiene una fotografía de una camioneta que cayó parcialmente un piso el 9 de diciembre de 2021, en Nueva Orleans, LA, USA. Las ruedas traseras están en el piso superior, mientras que las delanteras están en el piso inferior. La foto no muestra ningún rastro de barrera. No se ha informado de que haya habido heridos.

Una publicación del Post-Tensioning Institute (PTI) sobre estructuras de aparcamiento²⁹ no parece mencionar las barreras de borde. Una publicación paralela del PCI³⁰ muestra las vigas de la cornisa como barreras, y también los muros de borde. En todos los casos, los elementos de suelo de doble T se fijan a la viga de la cornisa o al muro de borde, pero se proporcionan pocos detalles.

Recomendaciones sobre las barreras

Los cambios en el código casi nunca se aplican con carácter retroactivo. Sin embargo, la adición de requisitos específicos a partir de 1990 parece tan importante, a la luz de los incidentes que acabamos de comentar, que los requisitos actuales deberían imponerse sin esperar

a los mecanismos habituales de activación. Esto es ciertamente posible a nivel local, si no a nivel nacional. Por ejemplo, hacia 1970, fui miembro del Comité del Código de la Construcción de la ciudad de Champaign, IL. El Departamento de Edificación tenía la política de que cualquier cambio en el Código General de Edificación que requiriera mejoras en las salidas de los edificios se aplicaba inmediatamente a todos los poseedores de licencias de bebidas alcohólicas. La CCI debería considerar una medida semejante en relación con las barreras de estacionamiento.

Agradecimientos

Varios ex alumnos me alertaron de los problemas de los estacionamientos en el campus de la Universidad de Illinois y sus alrededores. Estaban siendo entrometidos y conscientes, como se les animó a hacer. Jason Reigstad, de Reigstad Engineering, St. Paul, MN, aportó varias sugerencias útiles y realizó una encuesta informal entre los diseñadores y constructores de estructuras de estacionamiento postensadas. David P. Gustafson sugirió este tema y proporcionó pistas sobre artículos.

Referencias

1. "Construction Incidents Investigation Engineering Reports," United States Department of Labor, <https://www.osha.gov/construction/engineering>. (last accessed April 5, 2022)
2. "Garage Roof Section Falls," Engineering News-Record, May 28, 1981, p. 15.
3. "Salt Flattens Old Garage," Engineering News-Record, June 14, 1984, pp. 11-12.
4. "Probe Seeks Series of Event That Resulted in Absent Rebar," Engineering News-Record, June 23, 1997, p. 12.
5. Gross, S.J., and Ortega, H., "What We Know About the Irving Parking Garage Collapse," The Dallas Morning News, Aug. 2, 2018, <https://www.dallasnews.com/news/2018/08/02/what-we-know-about-the-irving-parking-garage-collapse/>.
6. "'Sounded Like a Dumpster Dropped': Firefighters Search Parking Garage Collapse," CBS News Dallas Fort Worth, updated July 31, 2018, <https://dfw.cbslocal.com/2018/07/31/firefighters-parking-garage-collapse-in-irving/>.
7. Zoga, D., "Irving Garage Collapse: What Went Wrong?" NBCDFW, Aug. 1, 2018, <https://www.nbcdfw.com/news/local/irving-garage-collapse-what-went-wrong/270304/>.
8. Caldwell, S.R., "Failure of Imagination," STRUCTURE, June 2017, pp. 29-30.
9. "Tanker Truck Falls Through Parking Garage Roof in West Houston," ABC, Inc., KTRK-TV Houston, Apr. 22, 2016, <https://abc13.com/tanker-truck-accident-sinkhole/1304911/>.
10. Thompson, D., "Part of Parking Garage Collapses in Galleria Area," chron.com, June 2, 2014, <https://www.chron.com/news/houston-texas/article/Part-of-parking-garage-collapses-in-Galleria-area-5523893.php>.
11. Lagodimos, F., "Double Tee Flange Failures," STRUCTURE, July 2006, pp. 35-36.
12. WKYT News Staff, "WKYT Sky Eye: Part of Parking Garage Collapses in Downtown Lexington," WKYT, Feb. 18, 2021, <https://www.wkyt.com/2021/02/18/crews-on-scene-of-parking-garage-collapse-in-downtown-lexington/>.
13. Searcy, L., "Some Had Safety Concerns Over Lexington Parking Garage Before Collapse," LEX 18, Feb. 22, 2021, <https://www.lex18.com/news/covering-kentucky/some-had-safety-concerns-over-lexington-parking-garage-before-collapse>.
14. Anderson, C., "'Pancake' Collapse of Underground Parking Garage Prompts Evacuation of Lakewood Apartment Building," 19 News (WOIO), Dec. 23, 2021, <https://www.cleveland19.com/2021/12/23/emergency-crews-respond-parking-garage-collapse-lakewood-apartment-building/>.
15. Vandenberg, J., "Tenant: Missing Concrete, Exposed Rebar Structure Found Night Before Parking Deck's Collapse," ABC News 5 Cleveland, Dec. 31, 2021, <https://www.news5cleveland.com/news/local-news/cleveland-metro/tenant-missing-concrete-exposed-rebar-structure-found-night-before-parking-decks-collapse>.
16. Cook, T.; Martin, R.; Hopkins, E.; and Evans, T., "Simple Mistakes Can Lead to Cars Falling From Parking Garages in 'Freak' Accidents," IndyStar, Oct. 30, 2019, <https://www.indystar.com/story/news/2019/10/30/city-market-parking-garage-crash-among-46-last-20-years/2457201001/>.
17. ASCE/SEI 7-22, "Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures," American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 2021, 1046 pp.
18. Iqbal, M., "Designing Edge Barriers in Parking Structures," STRUCTURE, Oct. 2008, pp. 24-26.
19. "International Building Code (IBC) 2006," International Code Council, Washington, DC, 2006, 663 pp.
20. Iqbal, M., "A Rational Method to Design Vehicular Barriers," STRUCTURE, Sept. 2010, pp. 22-24.

21. Iqbal, M., "Design Deficiencies in Edge Barrier Walls in Parking Structures," STRUCTURE, Apr. 2014, pp. 25-26.
22. Posey, C.J., and Kofoed, O., "Reinforced Concrete Corners in Tension," ACI Journal Proceedings, V. 40, No. 1, Sept. 1943, pp. 41-52.
23. Nilsson, I.H.E., and Losberg, A., "Reinforced Concrete Corners and Joints Subjected to Bending Moment," Journal of the Structural Division, ASCE, V. 102, No. ST6, June 1976, pp. 1229-1254.
24. Iqbal, M., "Design of Vehicular Barrier Walls: ASCE 7-10 Requirements," STRUCTURE, Nov. 2015, pp. 12-15.
25. Gamble, W.L., "Analysis and Design of Double-T Flanges," Concrete International, V. 39, No. 10, Oct. 2017, pp. 43-47.
26. Cudney, G., "Design Considerations: Cast-in-Place Edge Barrier Walls in Parking Structures," STRUCTURE, Apr. 2016, pp. 46-48.
27. Millán, N., "Parking Garage Barriers Fail to Prevent Six-Story Plunge," facilitiesnet, Feb. 27, 2020, <https://tinyurl.com/4w6rcy58>.
28. Kollath Wells, C., "Pickup Truck Crashes off Upper Level of French Quarter Garage; Person Rescued," nola.com, Dec. 10, 2021, www.nola.com/news/crime_police/article_9059e656-59cd-11ec-a2e9-135cbce2b395.html.
29. "Design, Construction, and Maintenance of Cast-in-Place Post-Tensioned Concrete Parking Structures," first edition, Post-Tensioning Institute, Farmington Hills, MI, 2001, 173 pp.
30. MNL 129-15, "Precast Prestressed Concrete Parking Structures: Recommended Practice for Design and Construction," third edition, Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, 2015, 174 pp.



William L. Gamble, El miembro honorario de ACI, falleció el 23 de mayo de 2022, a la edad de 85 años. Era profesor emérito de ingeniería civil y medioambiental en la Universidad de Illinois en Urbana-Champaign, Urbana, IL, Estados Unidos. Gamble dictó cinco cursos diferentes de grado y posgrado sobre concreto reforzado y pretensado, además de un curso sobre la resistencia al fuego de las estructuras. Fue coautor (con Robert Park, de Nueva Zelanda) de la segunda edición de Losas de Concreto Reforzado. Fue miembro vitalicio de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles y del Instituto de Concreto Prefabricado/Pretensado, y fue miembro de ASTM International. Gamble fue becario Fulbright en Australia en 1962-1963. Fue presidente y miembro del Comité 543 de la ACI, Pilas de Concreto; del Comité Conjunto ACI-TMS 216, Resistencia y Protección contra el Fuego de las Estructuras; y del Comité Conjunto ACI-ASCE 421, Diseño de Losas de Concreto Reforzado. Gamble ha sido miembro del Comité de Premios a los Trabajos del ACI, del Comité de Nominación de Socios y del Comité de Nominaciones; del Comité Conjunto ACI-ASCE 423, Concreto Pretensado; y de los Subcomités ACI 318-C, Seguridad, Capacidad de Servicio y Análisis; 318-DR, Flexión y Cargas Axiales; y 318-F, Cimientos. También formó parte del subcomité A01.05 de la ASTM, sobre refuerzos de acero. Gamble se licenció en la Universidad Estatal de Kansas, Manhattan, KS, EE.UU., en 1959, y obtuvo un máster y un doctorado en ingeniería civil en la Universidad de Illinois en Urbana-Champaign en 1961 y 1962, respectivamente. Gamble era ingeniero de estructuras autorizado en Illinois.

La traducción de este artículo correspondió al Capítulo de Perú

Título: Fallas e incidentes en las estructuras de estacionamiento



*Traductor y Revisor Técnico:
Ing. Julio Antonio Higashi Luy*

Proyecto de Exchange utiliza un innovador método de construcción

LIFTbuild proporciona seguridad, calidad y beneficios de productividad

por Aram Kalousdian



Un desarrollo residencial de uso mixto de 16 pisos que está en construcción en el Barrio Griego de Detroit está utilizando el sistema de ensamble LIFTbuild de construcción vertical. La tecnología permite un entorno libre de columnas con vistas abiertas y planos despejados en cada unidad residencial. LIFTbuild, miembro de la Familia de Compañías Barton Malow es el contratista general del proyecto y Exchange Detroit LLC es el propietario. El proyecto de Exchange de \$64.6 millones inició en el otoño de 2021 y se espera que termine en la primavera de 2023.

"La estructura del edificio consiste en elementos tipo espina de concreto que proporcionan el soporte principal de la misma, plataformas de acero y encofrados

de concreto para placas de pisos," dijo Joe Benvenuto, Vicepresidente de LIFTbuild. "Todo el ensamble de la placa de pisos tiene lugar en la planta baja, incluyendo la colocación de concreto. Una vez que se ha ensamblado la placa de pisos, se instalan la fachada exterior y los sistemas seleccionados mecánicos, eléctricos y de plomería a nivel del suelo donde el trabajo es fácilmente accesible sin necesidad de andamios y elevadores."

"Los subensambles prefabricados y los materiales necesarios para el acondicionamiento interior se colocan antes del ensamble de la plataforma de pisos terminada, elevándolos y asegurándolos en su posición final. El acondicionamiento se logra en un espacio totalmente cerrado y mejor protegido, en tanto

que los pisos inferiores continúan construyéndose debajo. Realizar la mayor parte del trabajo a nivel del suelo proporciona seguridad, calidad significativa, así como beneficios para la productividad.”

Benvenuto observó que colocar la plataforma de concreto a nivel del suelo mejora la accesibilidad del punto de colocación, permite una reducción del tamaño y capacidad de la bomba de concreto, elimina la necesidad de rutear líneas de bomba a través de y sobre las plataformas de pisos, facilita la aplicación de protección contra la intemperie y calefacción, si se requieren, asimismo, permite una reducción total de los requerimientos de la fuerza laboral.

Agregó que instalar la fachada a nivel del suelo elimina la necesidad de operaciones con grúa que pueden verse impactadas por clima adverso, suprime el tiempo extendido de uso del grúa y mejora la seguridad de la instalación. Después de haber elevado hasta su sitio los pisos del tres al 16, los pisos uno y dos se construirán de forma convencional.

Resource Optimization Planning & Execution (ROPE®) de LIFTbuild es un sistema de administración que coordina a los principales interesados en el proyecto durante el ciclo de vida completo del mismo. Además, la colección patentada de herramientas de LIFTbuild, los procedimientos de operación estándar y los procesos críticos que apoyan la metodología de construcción se integran en ROPE. Mediante estos dos elementos principales, ROPE le proporciona al equipo del proyecto un mapa claro y exacto que respalda las necesidades exclusivas del proceso de LIFTbuild para la construcción.

ROPE proporciona instrucciones de puesta en marcha claras y detalladas, minimizando las variaciones en la entrega de cada proyecto de LIFTbuild. ROPE está diseñado para lograr un enfoque que maximiza las eficiencias en el ensamble e instalación de subensambles, impulsa la estandarización de los principales elementos de construcción, tales como las estructuras tipo espina y las placas de pisos. También reduce la variación en operaciones tales como levantamiento pesado y construcción de las estructuras tipo espina. El diseño y ensamble colaborativos facilitan ahorros

significativos en la programación. Minimizar los desperdicios en el proceso de ensamble también da por resultado ahorros en los costos generales. Trabajar a nivel del suelo proporciona una plataforma de trabajo más segura, lo que conduce a niveles potencialmente mayores de calidad total.

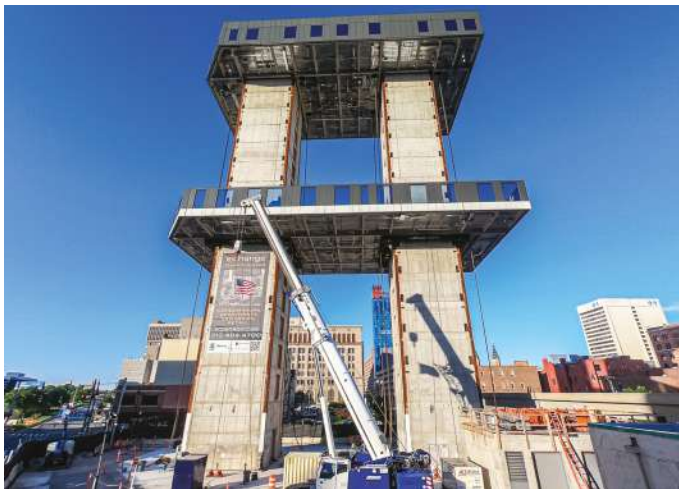
LIFTbuild es una tecnología que utiliza medios y métodos para el ciclo de vida del proyecto, optimizando primero las configuraciones de construcción para que cubran mejor las necesidades programáticas y presupuestarias del proyecto y después transformando el proceso de ensamble para maximizar los ahorros en programación y presupuesto, a la vez que proporciona un entorno de trabajo seguro, eficiente y altamente productivo.

El proyecto Exchange es de 166,742 ft² (15,491 m²). Se utilizará un total de 4884 yd³ (3734 m³) de concreto en el proyecto. Las estructuras tipo espina de 207 ft (63 m) de alto incluirán un total de 288,000 lb (130,600 kg) de barras de refuerzo y un total de 551,640 lb (250,220 kg) de acero estructural. Cada placa de piso incluye 154,500 lb (70,080 kg) de acero; 8500 lb (3860 kg) de barras de refuerzo y 64,000 lb (29,030 kg) de elementos de fachada. El proyecto incluye un sistema de paneles de revestimiento ventilados unificados, diseñados para maximizar las eficiencias de la tecnología LIFTbuild. Un panel de revestimiento ventilado es una infraestructura de revestimiento panelado que se asienta lejos de una barrera resistente a la intemperie del muro exterior del edificio, creando una cavidad de aire directamente detrás del revestimiento panelado que ayuda a proteger la barrera resistente a la intemperie.



El desarrollo de uso mixto incluirá 153 apartamentos en los pisos del dos al 14 y 12 unidades de condominio en los pisos 15 y 16. También incluirá un espacio para oficinas privadas en la planta baja y espacio para comercios minoristas, así como amenidades para los inquilinos, tales como gimnasio y una sala club en el segundo piso con una terraza al aire libre. Los residentes contarán con valet parking 24 horas, 7 días a la semana e instalaciones de carga para vehículos eléctricos.

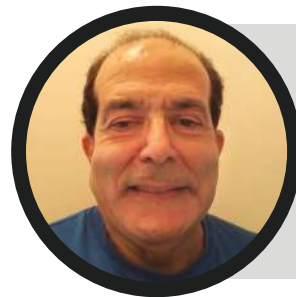
“El proyecto Exchange se está construyendo en un sitio urbano extremadamente estrecho, lo que lo hace un candidato ideal para la tecnología LIFTbuild,” aseveró Benvenuto. “La infraestructura antigua de la ciudad ha provocado una gran cantidad de obras de servicios públicos en torno a la superficie de construcción del edificio. En un sitio ya de por sí estrecho, esto ha constituido un desafío para la logística, pero debido a la metodología de arriba hacia abajo, la obra continuó con mínima demora en la programación, agregó.



El quinto piso del Exchange se elevó hasta su sitio en junio de 2022 utilizando tecnología LIFTbuild (fotografía cortesía de LIFTbuild)

LIFTbuild revoluciona el proceso de construcción mediante un proceso de manufactura vertical para ensamblar componentes de construcción tradicionales en una secuencia diferente. Este proceso de ensamblado permite una menor complejidad estructural, mayor eficiencia del ensamblado y estandarización de los componentes y de las actividades de la obra. Más importante aún es que la tecnología LIFTbuild proporciona una plataforma de obra mucho más segura, utilizando la repetición, prefabricación y una concentración del trabajo a nivel del suelo, afirmó Benvenuto.

Debido a que confiamos mucho en Six Sigma y en las metodologías optimizadas, el proyecto se realiza con esfuerzos de planeación anticipados, introducción a la prefabricación y equipamiento, así como entregas justo a tiempo que se enfocan en hacer que el proyecto sea más eficiente y en reducir el desperdicio en general,” concluyó.



Aram Kalousdian, cuenta con varios años de experiencia en el periodismo de construcción. Fue editor y propietario de la revista Michigan Builder and Infrastructure y editor de la revista Michigan Contractor & Builder.

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

Título: Proyecto de Exchange utiliza un innovador método de construcción



Traductor:
Ana Patricia García Medina



Revisor Técnico:
M.I. Sergio Valdés Constantino

Concreto, Preguntas y Respuestas: Espigos lisos versus barras deformadas y engrasadas

P

Estaremos construyendo un pavimento en concreto con 6 pulgadas (152 mm) de espesor de juntas sencillas; con juntas transversales a cada 16 pies (5 metros) al centro. El detalle de juntas transversales muestra barras lisas de 18 pulgadas (457 mm) de largo y $\frac{3}{4}$ pulgadas de diámetro (19 mm), colocadas perpendicular al corte, 12 pulgadas (305 mm) a centro y a medio espesor de la losa (mostrado en la figura 1). Las barras lisas no están inmediatamente disponibles, debido a los problemas en las cadenas de suministro. Para no causar retrasos en la agenda de trabajo, el contratista general ha sugerido utilizar varillas deformadas No 6, engrasadas y colocadas cada 6 pulgadas a centro. Aun no estamos seguros si el ingeniero ha visto o aprobado este cambio. ¿Las varillas corrugadas engrasadas trabajarán como equivalentes a los pasadores?

R

La directriz de sustitución conlleva una desviación significativa de los documentos de contratos, por lo que el ingeniero deberá revisarla. Los cortes de juntas transversales en las losas inician el agrietamiento a profundidad, creando juntas de contracción las cuales minimizan los esfuerzos por contracción (fig 2). Las barras se proveen para poder transferir cargas entre losas (fig 2b). De acuerdo con la Sección 4.1.1.2¹ del ACI 325. 12R-02(19), ASTM A615, barras lisas deberían ser utilizadas para juntas de espigo y solo barras lisas, lubricadas deberán ser utilizadas en juntas transversales de contracción (fig 2). Aunque el engrase de las barras limitará el enlace químico, esta no evitará el enlace mecánico en las deformaciones de las barras. Por esta razón, el engrase de barras deformadas no proveerá una junta de contracción.

En la mayoría de los pavimentos (y en su caso), las barras deformadas son utilizadas como barras de enlace en juntas longitudinales. Las barras de enlace proveen una transferencia de cargas a través de agregados modificados o llaves biseladas y de igual manera restringir la separación de losas adyacentes. Esta alternativa es útil en juntas de pavimentos con corona longitudinal, donde el esfuerzo de restricción es mínimo debido a la relativamente corta distancia al borde del pavimento.

Referencia

1. ACI Committee 325, "Guide for Design of Jointed Concrete Pavements for Streets and Local Roads (ACI 325.12R-02) (Reapproved 2019)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2002, 32 pp.

Gracias a Scott M. Tarr, North S.Tarr Concrete Consulting, P.C., Dover, NH, USA, y Bruce A. Suprenant, Director Tecnico, y Jim Klinger, Especialista en construcción de concreto, American Society of Concrete Contractors, St. Louis, MO, USA, por proveer la respuesta a esta pregunta.

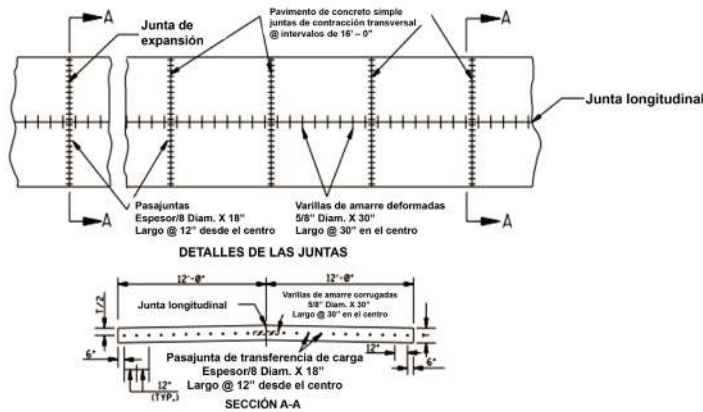


Figura 1: Una vista de planta del pavimento con juntas transversales de contracción y un detalle seccional de la junta transversal.

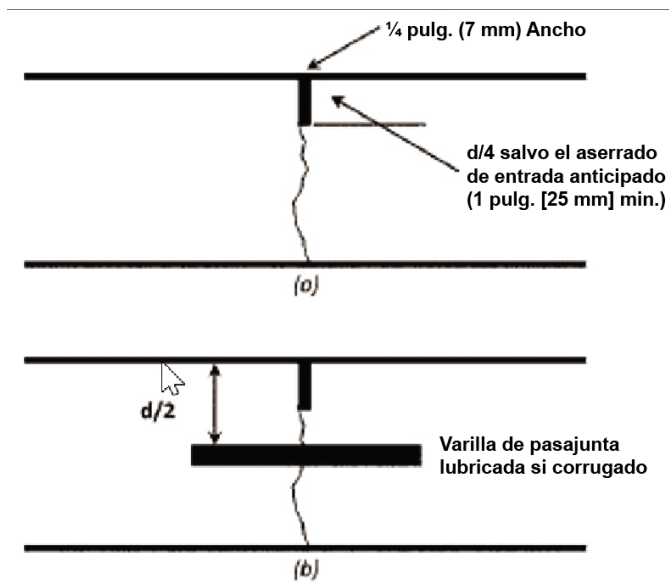


Figura 2: Tipos de juntas transversales de contracción (Fig 4.2 en ACI 325.12R-02(13))

La traducción de este artículo correspondió al Capítulo de Puerto Rico

Título: Concreto, Preguntas y Respuestas: Espigos lisos versus barras deformadas y engrasadas



Traductor y Revisor Técnico:
Ing. Jose M Mejia Borrero

Efecto del radio de curvatura de la varilla en el desempeño de uniones tipo rodilla con detallado común

por Hwa-Ching Wang, Christopher S. Williams y Gary J. Klein

En la edición de 2014 de los “Requisitos del Código de Construcción para Concreto Estructural (ACI 318),”¹ se presentaron las previsiones del método de puntal-tensor (STM, por sus siglas en inglés) en el capítulo 23 como parte del cuerpo principal del documento después de haber residido en el Apéndice A desde que se introdujo por primera vez en el documento en 2002.² Se incorporaron al Código ACI 318-19³ varias revisiones y adiciones a las disposiciones del STM. En 2019, una de las adiciones importantes fue la inclusión de los requisitos de diseño para los nodos con varillas curvas en la Sección 23.10. Los requisitos de diseño para nodos con varillas curvas se introdujeron por primera vez en un artículo del *Concrete International* escrito por Klein en 2008.⁴ Los nodos de varillas curvas aparecen en el STM cuando la tensión a lo largo de la región del doblez de las varillas longitudinales se equilibra mediante un puntal por la resultante de múltiples puntales.^{3,4} Un ejemplo común de nodo de varilla curva se desarrolla en la esquina exterior de uniones tipo rodilla sujetos a los momentos de cierre (es decir, uniones de cierre tipo rodilla), como se muestra en la Fig. 1(a). Las uniones tipo rodilla se clasifican como regiones D, o regiones de discontinuidad, según la definición del ACI 318-19. Si los dos tensores que se intersectan en el nodo con varilla curva que se encuentra en la unión soportan fuerzas iguales, el ángulo θ_c entre el puntal diagonal y los tensores será igual a 45 grados, y el estado del esfuerzo en el nodo puede representarse

mediante la Fig. 1(b). Las disposiciones sobre los nodos de varillas curvas del ACI 318-19 se basan en la premisa de que la geometría de la unión depende del tamaño del radio de curvatura r_b de las varillas de refuerzo longitudinales. Cuanto mayor sea el radio de curvatura, mayor será la superficie sobre la que pueden actuar los esfuerzos de compresión del puntal. Por lo tanto, un radio de curvatura mayor da lugar a menores esfuerzos de compresión en la unión.

Según el apartado 23.10.2, el radio de curvatura de las varillas longitudinales en el nodo con varilla curva de la Fig. 1 debe satisfacer la Ec. (1)

$$r_b \geq \frac{2A_{ts}f_y}{b_s f'_c} \quad 1$$

donde A_{ts} es el área total del refuerzo longitudinal (es decir, el refuerzo del tensor); f_y es el límite elástico especificado del refuerzo; b_s es el ancho efectivo del puntal en el nodo con varilla curva medido transversalmente al plano del modelo de puntal-tensor; y f'_c es la resistencia a la compresión especificada del concreto. La ecuación (1) se derivó⁴ para limitar los esfuerzos del concreto en un nodo con varilla curva basándose en el coeficiente de zona nodal β_n de una unión CTT (es decir, una unión que ancla dos o más tensores) dado en la Tabla 23.9.2 del ACI

318-19, o 0.60. Cabe señalar que la derivación del requisito de r_b da lugar a una constante en el numerador igual a $1/[(0.85)(0.60)] = 1.96$. Esta constante se redondea a 2 para obtener la ecuación especificada en el Código (Ec. (1)).

Los resultados de un extenso programa de investigación experimental confirmaron la importancia de satisfacer la Ec. (1) al diseñar los nodos con varillas curvas (véase Wang et al.⁵ y Wang⁶). Las pruebas realizadas en especímenes de uniones tipo rodilla revelaron que el cumplimiento del requisito de la ecuación (1) da lugar a un rendimiento satisfactorio tanto en términos de resistencia como de ductilidad. Además, los únicos especímenes de uniones tipo rodilla con $\theta_c = 45^\circ$ que alcanzaron la distribución de esfuerzos internos asumida por un modelo de puntal-tensor para las uniones satisfacían la Ec. (1).

Además del radio de curvatura especificado, el reporte ACI 318-19 requiere que se proporcione un refuerzo transversal en las uniones tipo rodilla. La Tabla 23.4.3(a) del Código especifica un coeficiente de refuerzo β_s de 0.75 para las uniones viga-columna. En este valor se considera el refuerzo o confinamiento transversal exigido para las uniones en el Capítulo 15 del Código (consulte la Sección R23.4.3 del Comentario). La Tabla 23.4.3(a) y la Sección de Comentarios R23.4.3 también parecen implicar que la resistencia del puntal en una unión tipo rodilla sin refuerzo transversal o vigas de confinamiento transversal se rige por un coeficiente de puntal de 0.4, lo que refleja esperar un fallo prematuro de dicha unión. Además, la Sección 23.5 del ACI 318-19 especifica que se debe proporcionar una cantidad mínima de refuerzo distribuido en las regiones D, como las uniones tipo rodilla, que se diseñan utilizando el STM. Aunque el Código carece de claridad en cuanto al detallado de las uniones, los autores consideran que la intención del Código es requerir que las uniones tipo rodilla sin vigas de confinamiento transversal satisfagan los requisitos de refuerzo del Capítulo 15 (específicamente la Sección 15.3.1) para poder utilizar un coeficiente de refuerzo de 0.75. Asimismo, en las uniones tipo rodilla diseñadas con el STM debe proveerse

una cantidad mínima de refuerzo distribuido de acuerdo a los requerimientos de la Sección 23.5, a menos que el puntal de la unión esté restringido por vigas transversales conforme al Capítulo 15. Por lo tanto, el Código implica que los requisitos de refuerzo transversal tanto del Capítulo 15 como de la Sección 23.5 deben cumplirse para las uniones de cierre tipo rodilla para lograr un desempeño satisfactorio.

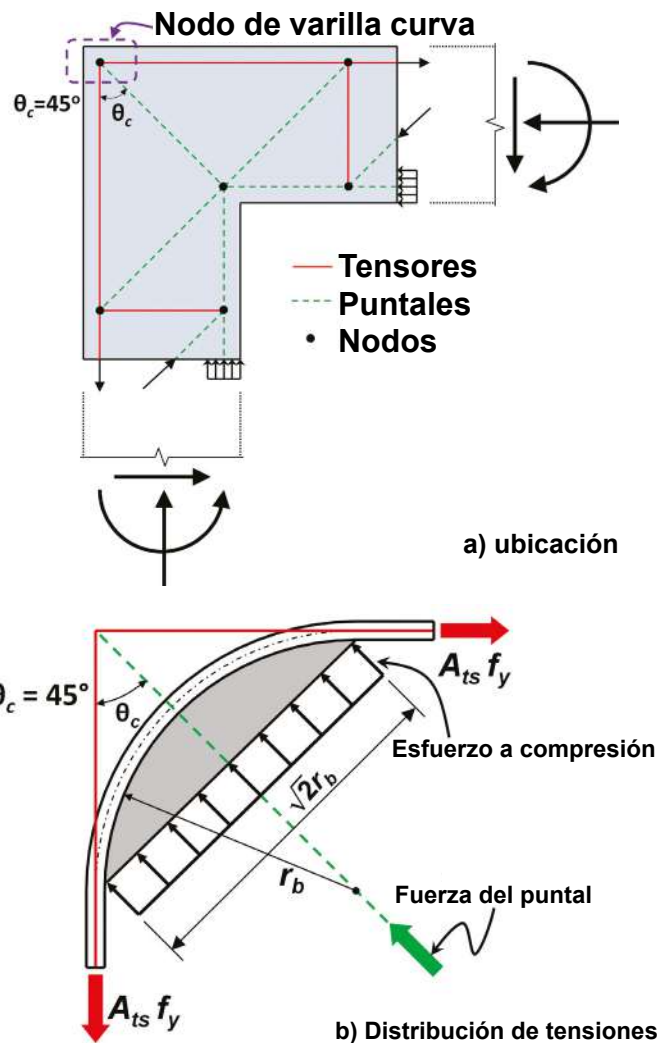


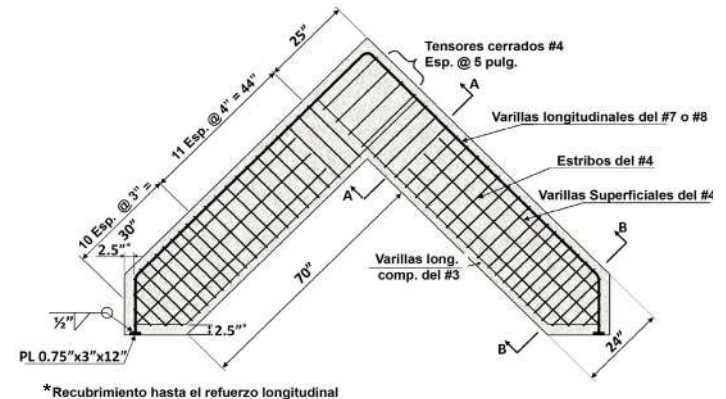
Figura. 1: Nodo de varilla curva dentro de un modelo típico de puntal-tensor en una unión tipo rodilla sujeta a momentos de cierre

Los especímenes de uniones tipo rodilla sometidos a momentos de cierre descritos en Wang et al.⁵ y Wang⁶ no contenían refuerzo transversal en la unión, y los especímenes se comportaban bien tanto en resistencia como en ductilidad si los radios de curvatura de las varillas longitudinales satisfacían la Ec. (1). Por el contrario, los especímenes con radios de curvatura menores que el requisito de la Ec. (1) mostraron una ductilidad y/o resistencia reducidas, y algunos especímenes con radios de

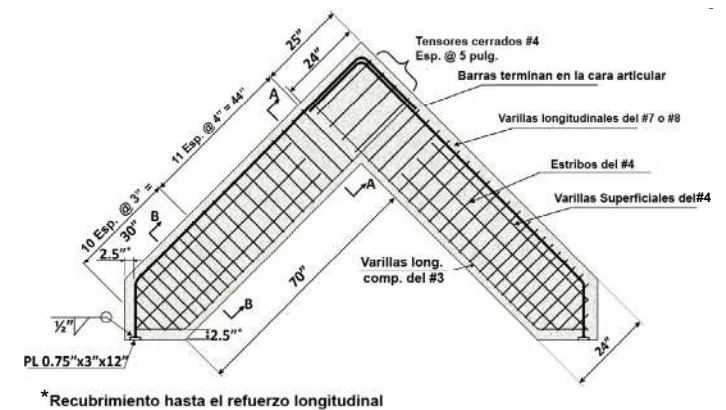
curvatura basados en diámetros de curvatura estándar (es decir, diámetros de curvatura mínimos de ganchos estándar) no alcanzaron las resistencias calculadas por el código. Sin embargo, debido a que estos especímenes no contenían refuerzo transversal en la región de la unión, se mantiene la siguiente pregunta: ¿Las uniones tipo rodilla en nodos con varillas curvas que no cumplen el requisito de la Ec. (1) pero con refuerzo transversal para confinar/reforzar el puntal en la unión, serán capaces alcanzar tanto una resistencia como una ductilidad satisfactorias? En otras palabras, el mérito de la Ec. (1) cuando hay refuerzo transversal no está claro.

Además de la relación desconocida entre el refuerzo transversal y la Ec. (1), los detalles del refuerzo longitudinal que pasa a través de las uniones de cierre tipo rodilla merecen ser evaluados. El modelo de puntal-tensor de la Fig. 1 implica que el refuerzo longitudinal debe estar bien detallado para transportar la fuerza de tensión en los tensores a través de toda la región de la unión. En otras palabras, el refuerzo debe comportarse como varillas continuas. Basándose en la práctica tradicional de detallado, se considera aceptable que el refuerzo longitudinal de la columna y la viga se anclen individualmente en la unión utilizando ganchos estándar de 90 grados, mientras se garantice que las varillas puedan desarrollarse completamente en ambas caras de la unión. Aunque el Capítulo 15 del ACI 318-19 lo permite, la falta de cumplimiento de las disposiciones del STM implica que este detalle puede dar lugar a un comportamiento indeseable de las uniones tipo rodilla porque el radio de curvatura de un gancho estándar puede que no cumpla con la Ec. (1), y por la falta de continuidad del refuerzo longitudinal a través de la región de la unión. Los especímenes sin refuerzo transversal en la unión que se ensayaron previamente contenían varillas longitudinales continuas a través de la región de la unión. Por lo tanto, todavía se necesitan pruebas para evaluar si la presencia del refuerzo transversal que cumple con el código contrarresta cualquier deficiencia en el comportamiento que pueda ser causada por las varillas discontinuas terminadas con ganchos estándar en la unión.

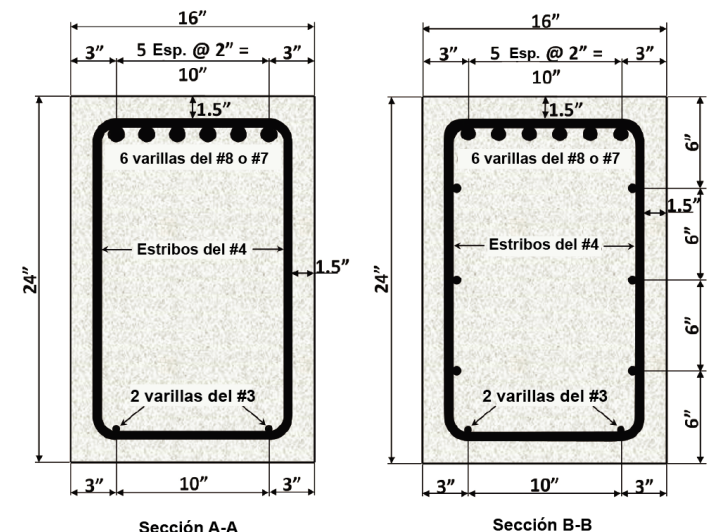
La investigación experimental descrita en este artículo añade cuatro especímenes adicionales a las pruebas anteriores sobre las uniones tipo rodilla que no contenían refuerzo transversal en la región de la unión. Los especímenes adicionales se ensayaron para investigar la contribución del refuerzo transversal en el cierre de las uniones de rodilla y evaluar el comportamiento de las uniones tipo rodilla con varillas longitudinales con gancho discontinuo.



(a) Especímenes con varillas de refuerzo longitudinal continuo (TR-S-18-R3 y TR-S-13-R3)



(b) Especímenes con varillas de refuerzo longitudinal discontinuas (LS-S-18-R3 y LS-S-13-R3)



c) Secciones transversales
Figura. 2: Detalles del espécimen

Programa de ensayos

Los detalles de la geometría y el refuerzo de los cuatro especímenes se proporcionan en la Fig. 2. Cada uno de los especímenes consistía en una unión y dos miembros adyacentes perpendiculares (es decir, “patas”) con dimensiones en la sección transversal de 16 pulg. por 24 pulg. Todos los especímenes contenían un refuerzo transversal en la unión que consistía en estribos cerrados del N° 4 orientados en un solo sentido. Los estribos tenían una separación de 5 pulg. y satisfacían los requisitos tanto de la Sección 23.5 (véase la Tabla 23.5.1(b)) como de la Sección 15.3.1 del ACI 318-19. Las dos patas de cada espécimen se reforzaron con estribos cerrados del N° 4 para evitar fallas a cortante. Como se muestra en la Fig. 2, el refuerzo longitudinal consistía en seis varillas del N° 7 o seis varillas del N° 8. Las varillas longitudinales continuas atravesaban la región de la unión de dos especímenes (TR-S-18-R3 y TR-S-13-R3), y las varillas longitudinales de los otros dos especímenes (LS-S-18-R3 y LS-S-13-R3) fueron discontinuas y se anclaron en las uniones utilizando ganchos estándar. Los radios de curvatura de las varillas de cada espécimen se basaron en los diámetros de curvatura estándar especificados en la Sección 25.3.1 del ACI 318-19. Las prolongaciones rectas de las varillas discontinuas con gancho superaban las longitudes mínimas especificadas en la Sección 25.3.1. Además, la longitud de embebido de las varillas discontinuas con gancho en la unión, medida desde la cara de la unión, superaba la longitud de desarrollo de los ganchos estándar calculada de acuerdo con la Sección 25.4.3 del ACI 318-14 ($l_{dh} = 11.5$ pulg. para las varillas del N° 7 y 13.1 pulg. para las varillas del N° 8 utilizando las propiedades del material medido y tomando $\psi_c = 0.7$), considerado en la edición actual del Código cuando se diseñaron los especímenes. Principalmente debido a la nueva definición del factor de refuerzo de confinamiento ψ_r , la expresión actualizada para l_{dh} en ACI 318-19 no se cumplía para las varillas del No. 8 ($l_{dh} = 25.4$ pulg. tomando $\psi_r = 1.6$ y $\psi_o = 1.0$). Sin embargo, los medidores de deformación en las varillas discontinuas enganchadas indicaron que las varillas cedieron en las caras de la unión. Las varillas enganchadas formaban un empalme por traslape en la unión. Sin embargo, el traslape no estaba diseñado para satisfacer las longitudes de traslape especificadas en el Código.

Los detalles de los especímenes se resumen en la Tabla 1. Con fines de comparación, también se incluyen cuatro especímenes complementarios adicionales presentados en Wang et al.⁵. En las identificaciones de las muestras, “S” significa una sola capa de refuerzo longitudinal. El número 13 o 18 representa la relación mecánica aproximada de refuerzo $\omega [= (A_{ts}/bd)(f_y/f'_c)]$ y permite identificar y comparar fácilmente los especímenes con valores similares de ω . El valor que sigue a “R” representa el radio de curvatura aproximado de las varillas longitudinales. El valor de $r_b/r_{b,ACI}$ en la Tabla 1 es la relación entre el radio de curvatura real de las varillas y el valor dado por la Ec. (1).

Tabla 1: Resumen de las muestras y de los resultados de los ensayos

Fuente	ID del Especimen	Material		Refuerzo longitudinal						Resultados de los ensayos			Análisis de cortante en la unión		
		f'_c ksi	f_y ksi	Patrón	A_{ts} pulg. ²	ω %	r_b pulg.	$r_{b,ACI}$ pulg.	$r_b/r_{b,ACI}$	P_{test} kip	P_{calc} kip	P_{test}/P_{calc}	V_u kip	V_n kip	V_u/V_n
Este estudio	TR-S-18-R3	4.84	66.3	6-No. 8	4.74	18.9	3.3	8.1	0.41	126	134.9	0.93	314.3	320.6	0.98
	TR-S-13-R3	4.66	64.7	6-No. 7	3.60	14.5	2.7	6.2	0.43	112	105.0	1.07	232.9	314.6	0.74
	LS-S-18-R3	5.04	66.3	6-No. 8	4.74	18.1	3.3	7.8	0.42	133	128.9	1.03	314.3	327.1	0.96
	LS-S-13-R3	4.76	64.7	6-No. 7	3.60	14.2	2.8	6.1	0.46	114	100.7	1.13	232.9	317.9	0.73
Especímenes compañeros ⁵	S-18-R3	5.17	67.1	6-No. 8	4.74	17.9	3.3	7.7	0.43	145	138.1	1.05	318.1	331.3	0.96
	S-18-R9	5.08	67.1	6-No. 8	4.74	18.2	9.8	7.8	1.25	146	137.6	1.06	318.1	328.4	0.97
	S-13-R3	5.15	66.1	6-No. 7	3.60	13.4	3.3	5.8	0.57	123	108.3	1.14	238.0	330.7	0.72
	S-13-R8	5.35	66.1	6-No. 7	3.60	12.9	8.1	5.6	1.46	127	108.8	1.17	238.0	337.0	0.71

Como se muestra en la Fig. 3, al realizar el ensayo, se colocó un espécimen entre dos travesaños de acero. Los dos travesaños estaban conectados por dos barras tensoras para formar un sistema auto-regulable. En un extremo de cada barra se montó un cilindro hidráulico, mientras que en el otro extremo se instaló una celda de carga. En el centro de cada travesaño de acero se colocó un soporte de inclinación para permitir la rotación de las superficies del espécimen sometidas a carga. Para eliminar la fricción, cada travesaño se colocó sobre dos capas de láminas de politetrafluoroetileno (PTFE) que se intercalaron entre dos placas de acero. Del mismo modo, la muestra se apoyó en el piso del laboratorio mediante rodillos de acero y dos láminas de PTFE colocadas entre dos placas de acero. Se montaron dos potenciómetros de cadena lineal en el espécimen, uno en cada una de las caras laterales en el extremo de una pata del espécimen. La cuerda se extendía horizontalmente y se sujetaba al extremo de la otra pata. La media de las lecturas de los dos sensores se tomó como el desplazamiento relativo (denominado en este artículo como δ) entre las dos patas. La carga se aplicó de forma monótonica hasta que se observó una caída sustancial de la capacidad de carga o se alcanzó el límite de movimiento de los cilindros hidráulicos (aplicable a los especímenes S-18-R9 y S-13-R8 de la Tabla 1 debido a su ductilidad).

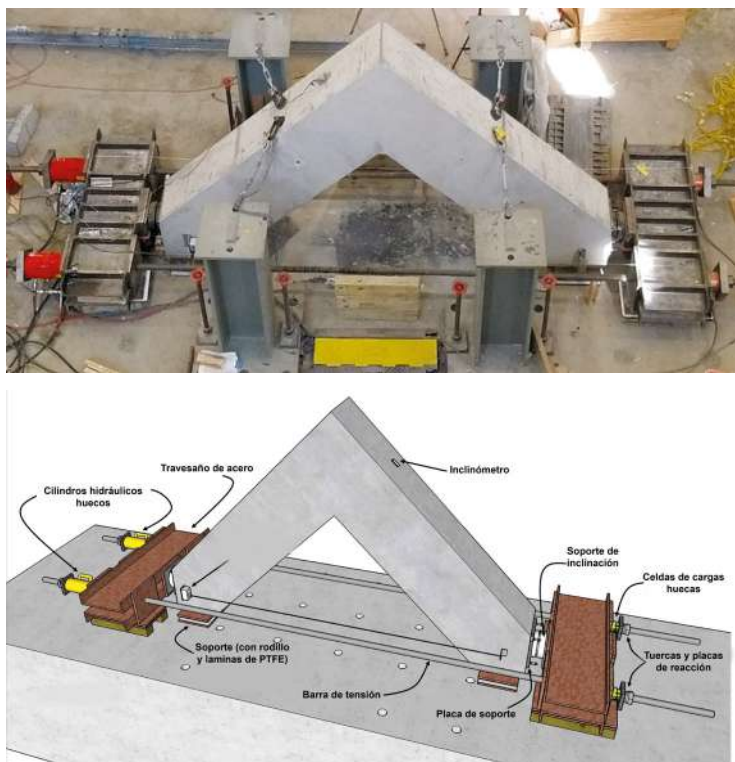


Figura. 3: Montaje de la prueba

Resultado de los ensayos

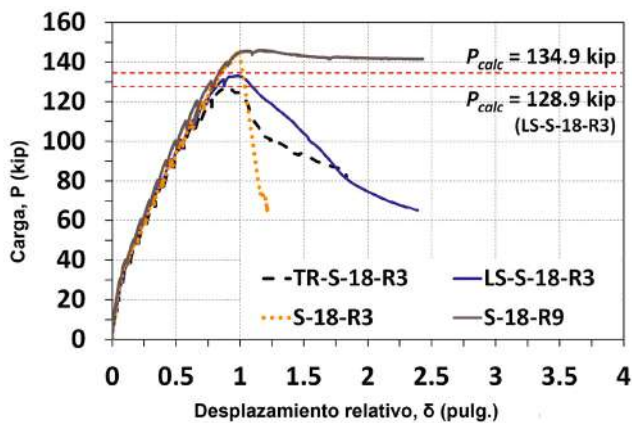
Relaciones entre resistencia y desplazamientos de carga

En la Fig. 4 se presentan las curvas de desplazamiento relativo a la carga de los especímenes. También se incluyen las respuestas de los especímenes complementarios sin refuerzo transversal en la junta presentada en la Tabla 1. Para facilitar las comparaciones, las respuestas de las uniones tipo rodilla con valores similares de ω (es decir, con la misma disposición del refuerzo longitudinal) se incluyen en el mismo gráfico. Las líneas rojas discontinuas indican las capacidades de carga P_{calc} calculadas a partir de las propiedades de los materiales analizados. El valor de P_{calc} es la carga aplicada que provoca un momento igual a la capacidad nominal de flexión en la cara de la unión del espécimen calculada mediante el procedimiento de análisis transversal de la Sección 22.2 del ACI 318-19. Se consideró la fuerza axial en las patas del espécimen durante el ensayo. En cada gráfico se indican dos valores de P_{calc} . El valor más bajo corresponde al espécimen con barras discontinuas en forma de gancho y considera la profundidad efectiva ligeramente menor de una de las patas contiguas (Fig. 2(b)). El valor más alto de P_{calc} en cada gráfico considera los otros tres especímenes. Debido a ligeras variaciones en las propiedades de los materiales, el valor de P_{calc} difiere entre los tres especímenes, y sólo se indica el valor más bajo para estos especímenes. Los resultados de los ensayos se resumen en la Tabla 1, donde P_{test} es la carga máxima resistida por el espécimen. En la Fig. 4(a) se presentan las curvas de carga-desplazamiento de los especímenes reforzados con seis varillas del N° 8. Con el radio de curvatura de un gancho estándar y el refuerzo transversal en la junta, el espécimen TR-S-18-R3 no alcanzó su capacidad de carga calculada ($P_{test} / P_{calc} = 0.93$), mientras que el espécimen LS-S-18-R3 superó ligeramente su capacidad calculada ($P_{test} / P_{calc} = 1.03$). El espécimen sin refuerzo transversal en la unión y detallado con el radio de curvatura de un gancho estándar (especimen S-18-R3)

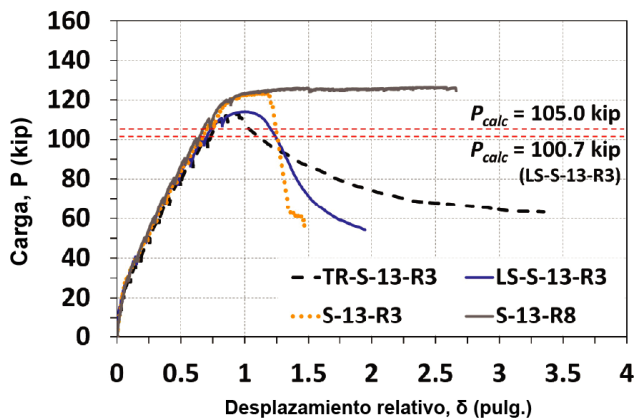
también alcanzó una capacidad superior a la resistencia calculada ($P_{test}/P_{calc}=1.05$). No se puede identificar claramente el efecto de los diferentes detalles de las varillas longitudinales (enganchadas continuas o discontinuas) sobre la resistencia o el desplazamiento correspondiente a la carga máxima. Los tres especímenes con el radio de curvatura de un gancho estándar experimentaron una reducción de la capacidad de carga después de alcanzar la carga máxima (es decir, los especímenes no mostraron una meseta de carga). Sin embargo, el espécimen S-18-R9 con un radio de curvatura que satisface el requisito del código actual para las uniones con varillas curvas (Ec. (1)), a pesar de no contener refuerzo transversal en la junta, alcanzó una capacidad superior a la resistencia calculada ($P_{test}/P_{calc}=1.06$) y mostró una ductilidad significativa, alcanzando un desplazamiento relativo de 2.45 pulg. cuando se detuvo el ensayo debido al límite de movimiento de los cilindros hidráulicos.

A diferencia de los especímenes reforzados con varillas del N° 8, los valores de P_{test}/P_{calc} fueron superiores a 1.0 para todos los especímenes reforzados con varillas del N° 7. Independientemente de la presencia de estribos en la unión, los tres especímenes con el radio de curvatura de un gancho estándar demostraron poca o ninguna ductilidad, como se muestra en la Fig. 4(b). Los especímenes TR-S-13-R3 y LS-S-13-R3 alcanzaron esencialmente la misma capacidad de carga a pesar de los diferentes detalles de las varillas longitudinales. De nuevo, los especímenes con un radio de curvatura que satisface la Ec. (1) (especimen S-13-R8) demostraron un comportamiento superior con una meseta de carga bien definida a pesar de no contener refuerzo transversal en la junta. La comparación de la Fig. 4(a) con la Fig. 4(b) muestra que las tendencias generales siguen siendo las mismas para los dos grupos de especímenes con diferentes relaciones de refuerzo mecánico.

Sin embargo, los comportamientos post-pico de los especímenes con el radio de curvatura de un gancho estándar mostraron variaciones que parecen estar influenciadas por los detalles de la unión. Aunque todos estos especímenes carecían de ductilidad, la pendiente de la rama descendente de las curvas carga-desplazamiento varía, y la carga aplicada disminuye a un ritmo más lento para los especímenes con refuerzo transversal en la junta en comparación con sus especímenes compañeros sin refuerzo transversal. Tomando en cuenta los especímenes de prueba con el radio de curvatura de un gancho estándar, la leve mejora en el comportamiento resultante del refuerzo transversal en la unión no se compara con el aumento significativo de la ductilidad que proporcionan los radios de curvatura más grandes, como lo muestran los especímenes S-18-R9 y S-13-R8.



(a) Especímenes con varillas de refuerzo longitudinal del N° 8

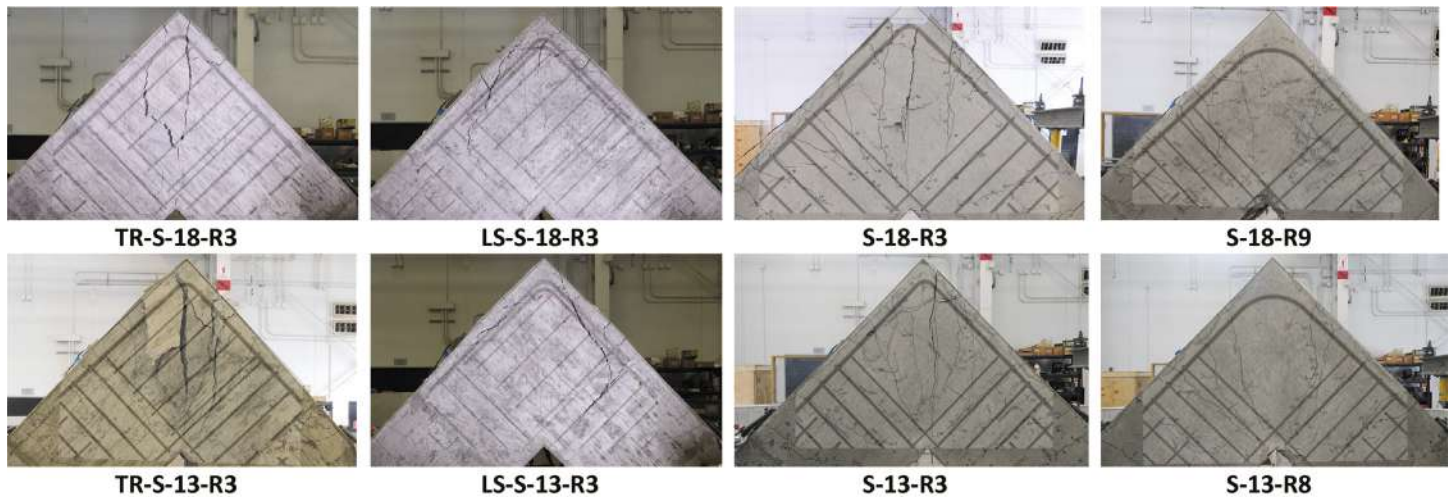


(b) Especímenes con barras de refuerzo longitudinal del N° 7

Figura. 4: Curvas de desplazamiento en función de la carga

Observaciones Visuales

En la Fig. 5 se presentan fotografías de los especímenes después del ensayo. Los patrones de daño resultaron afectados por los detalles del refuerzo. En el caso de los especímenes de la Fig. 5(a) con varillas de refuerzo longitudinales continuas a través de la esquina exterior (especímenes TR-S-18-R3 y TR-S-13-R3), la pérdida de capacidad de carga después de alcanzar la carga máxima aplicada correspondía a la formación repentina de una grieta por la rotura a lo largo del puntal la cual se extendía a través de la junta. Posteriormente, el recubrimiento de concreto se separó gradualmente de la superficie lateral de la junta a lo largo del puntal a medida que la capacidad de carga disminuía.



(a) Especímenes del estudio actual

(b) Especímenes compañeros sin refuerzo transversal en la junta

Figura. 5: Patrones de daños observados al final de los ensayos

A diferencia de los especímenes con varillas de refuerzo continuas, los especímenes con varillas discontinuas en forma de gancho (especímenes LS-S-18-R3 y LS-S-13-R3) no experimentaron la falla causada por la rotura del puntal a través de la unión. En cambio, los especímenes fallaron cuando se desarrolló una grieta por la rotura a lo largo de una parte del empalme por traslape formado por los ganchos en la junta, como se muestra en la Fig. 5(a). Posteriormente, esta grieta por la rotura se conectó con la grieta por flexión situada en la cara de la junta. Cabe destacar que, en el momento de la carga máxima aplicada P_{test} , los medidores de deformación de las varillas longitudinales de los especímenes LS-S-18-R3 y LS-S-13-R3 indicaron que el límite elástico de las varillas se alcanzó o se superó en las caras de la unión.

En la Fig. 5(b) se presentan los patrones de daño de los especímenes sin refuerzo transversal en la unión. En el caso de los especímenes con radio de curvatura de un gancho estándar (especímenes S-18-R3 y S-13-R3), la caída repentina de la capacidad de carga se caracterizó por la aparición de una grieta por la rotura a lo largo del puntal que se extendía a través de la unión, de forma similar a los especímenes con refuerzo transversal y varillas longitudinales continuas. En el caso del espécimen S-18-R3, el recubrimiento lateral de concreto ubicado aproximadamente a la mitad del puntal se desprendió repentinamente en el mismo momento en que se abrió la grieta por la rotura. Sin embargo, el descascaramiento estaba relativamente localizado y se produjo de forma repentina, a diferencia de la separación gradual de la cubierta de los especímenes TR-S-18-R3 y TR-S-13-R3. Por otra parte, el espécimen S-13-R3 no mostraba signos de descascaramiento similar del concreto. Por el contrario, para los especímenes con un radio de curvatura que cumple la Ec. (1), el daño no estaba relacionado con la falla por la rotura del puntal o por la falla por la rotura a lo largo de las varillas de refuerzo longitudinales. En cambio, los especímenes mostraron un comportamiento dúctil, y se observó un notable aplastamiento del concreto en la esquina reentrante antes del final de estos ensayos.⁵

Discusión

Repercusiones de los detalles

Como se observa en la Fig. 4, la presencia de refuerzo transversal en la junta no parecía afectar a la resistencia de los especímenes, lo que indica que suministrar el refuerzo distribuido mínimo requerido por el código para las juntas tipo rodilla bajo momentos de cierre tiene poco o ningún efecto sobre la resistencia si las varillas longitudinales se detallan con un radio de curvatura de un gancho estándar que no satisface la Ec. (1). Es decir, los detalles comunes para las uniones de cierre tipo rodilla que incluyen varillas longitudinales con curvas estándar potencialmente pueden provocar fallas prematuras con poca ductilidad, incluso si se proporciona un refuerzo transversal que satisfaga los requisitos del código. Tanto si las varillas longitudinales son continuas como si terminan en la unión, reforzar el puntal que se extiende a través de la unión con un refuerzo mínimo distribuido no es una estrategia adecuada para contrarrestar las deficiencias en el comportamiento resultantes de los dobleces de las barras que no satisfacen la Ec. (1). Por el contrario, los especímenes de la unión de cierre tipo rodilla detallados de acuerdo con la Ec. (1) mostraron consistentemente ductilidad y resistencias que alcanzan P_{calc} incluso cuando el refuerzo transversal no estaba presente, como lo demuestran los especímenes S-18-R9 y S-13-R8 además de otras pruebas anteriores.^{5,6}

Los resultados de los ensayos también ofrecen la oportunidad de comentar sobre el coeficiente β_s del puntal y el coeficiente β_n de la zona del nodo que son apropiados para la unión de cierre tipo rodilla. El requisito del código para el radio de curvatura de la unión con varilla curvada dado como Ec. (1), incorpora un valor de β_n de 0.60. Suponiendo que se proporciona un refuerzo transversal mínimo en la junta, este valor da lugar a que la resistencia nominal a la compresión del nodo de varilla curva rija sobre la resistencia nominal a la compresión del puntal conectado al nodo, al que se le asigna un valor β_s de 0.75. Como se ha comentado anteriormente, la Tabla 23.4.3(a) y la Sección de Comentarios R23.4.3 del ACI 318-19 parecen implicar que un valor β_s de 0.4 es apropiado para el puntal en una unión

tipo rodilla sin refuerzo transversal, lo que refleja una falla prematura esperada en comparación con una unión con refuerzo transversal. En este caso, la resistencia nominal del puntal regiría el diseño, no la resistencia nominal del nodo de la varilla curva basándose en la Ec. (1). Sin embargo, de acuerdo con los resultados experimentales, la presencia de refuerzo transversal en la unión no parecía afectar la carga de falla de los especímenes, y los especímenes sin refuerzo transversal diseñados para satisfacer la Ec. (1) exhibían poca afectación a lo largo del puntal. La resistencia del puntal en el nodo de la varilla curva en los especímenes de la unión de cierre tipo rodilla no se vio afectada por la presencia del refuerzo transversal, tal y como implican los coeficientes de puntal especificados.

No obstante, para el diseño de las uniones de cierre tipo rodilla en estructuras nuevas, debe proveerse un refuerzo transversal mínimo para el control de las grietas y para permitir la redistribución de los esfuerzos dentro de la región D. Asimismo, el uso de la Ec. (1) basado en un coeficiente de la zona nodal β_n de 0.60 es adecuado y da lugar a uniones seguras y dúctiles.

Cortante en la junta vs. el STM

Los resultados de las pruebas de las uniones tipo rodilla ofrecen un medio para comparar dos grupos de disposiciones de diseño en el ACI 318-19 que proporcionan cada uno un método para calcular las resistencias nominales de las uniones tipo rodilla: las disposiciones del STM en el Capítulo 23 y las disposiciones de resistencia a cortante de las uniones de viga-columna en el Capítulo 15. De acuerdo con la Sección 15.4.2.3, la resistencia nominal a cortante V_n de las uniones de rodilla es

$$V_n = 12\sqrt{f'_c} A_j \quad 2$$

donde λ es el factor de modificación del concreto ligero y A_j es el área efectiva de la unión. Dado que todos los especímenes de uniones tipo rodilla tienen la misma área efectiva de unión [(16 pulg.) (24 pulg.) = 384 pulg.²], las resistencias nominales

a cortante de los especímenes (Tabla 1) sólo varían ligeramente debido a pequeñas diferencias en las resistencias a la compresión del concreto. Además de V_n , en la Tabla 1 se proporcionan para los ocho especímenes los valores de la demanda a cortante V_u y la relación V_u/V_n . Los medidores de deformación indicaron que las varillas longitudinales de los especímenes con refuerzo transversal en la unión y los especímenes compañeros⁵ (es decir, todos los especímenes elistados en la Tabla 1), alcanzaron o superaron la deformación de límite elástico en las caras de la unión cuando se aplicó la carga máxima P_{test} con una excepción. En una de las caras de la unión del espécimen TR-S-18-R3, la lectura de la deformación fue del 97% de la deformación de límite elástico. Esta pequeña diferencia entre la deformación medida y la deformación de límite elástico se considera insignificante para los fines de la presente discusión. Por lo tanto, para cada unión de rodilla, el valor de V_u se tomó como la fuerza de tensión en el refuerzo longitudinal en el límite elástico, o $A_{ts}f_y$, donde f_y es el límite elástico medido.

Como se indica en la Tabla 1, los especímenes reforzados con seis varillas del N° 8 arrojaron a valores V_u/V_n de 0.96 a 0.98, mientras que los especímenes con seis varillas longitudinales del N° 7 condujeron a valores notablemente menores de V_u/V_n , de 0.71 a 0.74. Dado que los valores de V_u se basan en el límite elástico del refuerzo ($V_u = A_{ts}f_y$), el valor de V_u/V_n inferior a 1.0 calculado para cada uno de los especímenes implica que las uniones no deberían experimentar una falla a cortante al producirse el límite elástico del refuerzo longitudinal. Sin embargo, los especímenes con el radio de curvatura de un gancho estándar experimentaron fallas en la región de la unión en el momento que cedió el refuerzo longitudinal o poco después, y cuatro de los especímenes experimentaron fallas caracterizadas por la fatiga a lo largo de la diagonal de la junta, consistente con las fallas de corte de la junta reportadas en la literatura.⁷⁻⁹ Además, si la expresión de la resistencia a cortante de la unión reflejara con precisión el comportamiento de la junta tipo rodilla, no existiría la gran diferencia entre los valores de V_u/V_n para las muestras con diferentes relaciones de refuerzo longitudinal, y V_u/V_n se aproximaría sistemáticamente a 1.0 (o sería ligeramente superior a 1.0 si la expresión de V_n proporcionara estimaciones conservadoras de la resistencia a cortante). Es aparente que el

procedimiento de diseño de la resistencia a corte en la junta no refleja suficientemente el desempeño de la unión de cierre de rodilla

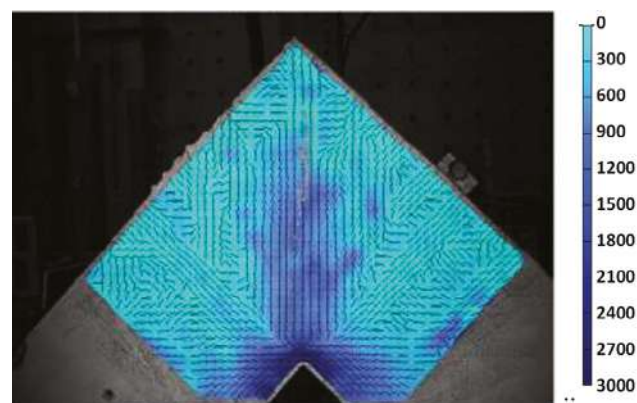


Figura. 6: Las principales deformaciones por compresión del espécimen TR-S-13-R3 con la máxima carga aplicada (unidad: microdeformación)

Teniendo en cuenta los resultados experimentales de los ensayos de la unión tipo rodilla, las resistencias y las fallas observadas en los especímenes están claramente relacionadas con el radio de curvatura de las varillas longitudinales detectado por el STM. Además, el comportamiento general de los especímenes y la distribución de las deformaciones corresponden al modelo de puntal-tensor para la unión. En la Fig. 6 se muestra el principal mapa de deformaciones por compresión del espécimen TR-S-13-R3 en la máxima carga aplicada, capturado mediante el uso de la correlación digital de imágenes (DIC, por sus siglas en inglés). La concentración de las deformaciones por compresión y el puntal aparente que se extiende a lo largo de la unión están en conformidad con el modelo asumido de puntal y tensor, proporcionando soporte para el uso de las disposiciones del STM para el diseño de la unión de cierre tipo rodilla. Para que las disposiciones de resistencia a cortantes de las juntas sean válidas para las uniones de cierre tipo rodilla, es necesario armonizarlas con el diseño basado en el STM.

Consideraciones prácticas

El cumplimiento de las disposiciones de diseño de los nodos con varillas curvas puede plantear problemas si se exige a los fabricantes de refuerzo que utilicen pernos y procedimientos no estándar para fabricar

varillas con radios de curvatura no estándar. Para evitar estos posibles problemas, los diseñadores deben procurar especificar diámetros de curvatura estándar utilizando menos varillas grandes (en lugar de un mayor número de varillas pequeñas) en los nodos con varillas curvas. Si un diseñador especifica curvaturas con un diámetro mayor que el de una curvatura estándar, el diámetro debe seleccionarse teniendo en cuenta los pernos que el fabricante tendrá disponibles. Esto puede lograrse eligiendo diámetros de curvatura que puedan conseguirse utilizando pernos que suelen emplearse para tamaños de varillas más grandes. Además, las curvas no estándar deben estar claramente identificadas como tales en los planos.

Debido a que los diámetros de curvatura estándar de los estribos del N° 3, N° 4 y N° 5, los tensores y los ganchos son más pequeños que los diámetros de curvatura estándar de los ganchos estándar (consulte la Sección 25.3 del ACI 318-19), tanto el diseñador como el fabricante deben tener cuidado cuando se necesiten los diámetros estándar de los ganchos para asegurarse que los pernos de los estribos, los tensores y los ganchos no se utilicen de forma inadvertida. Además, en el caso de una varilla con múltiples curvaturas, los diseñadores deben tener en cuenta que puede ser especialmente difícil fabricar la varilla si las curvas a lo largo de su longitud tienen diferentes diámetros de curvatura. En esta situación puede ser necesaria una manipulación especial o el doblado manual de cada curva debido a las limitaciones de las máquinas curvadoras automáticas, lo que aumenta el tiempo de fabricación. Por último, cabe señalar que la utilización de diámetros de curvatura superiores a los de los ganchos estándar no es algo sin precedentes, ya que son necesarios para algunas varillas galvanizadas de acuerdo con la norma ASTM A767/A767M.¹⁰

Resumen

Se realizaron pruebas de carga en especímenes de uniones del tipo rodilla sometidos a momentos de cierre para evaluar el impacto del refuerzo transversal en la región de la unión, así como los detalles del refuerzo longitudinal, en el comportamiento de las uniones. Se hizo hincapié

en el requisito de los nodos con varillas curvas en las disposiciones del STM del ACI 318-19 relacionadas con el radio de curvatura de las varillas longitudinales. Se diseñaron cuatro especímenes para representar las uniones de cierre tipo rodilla con detalles prácticos. Todos los especímenes contaban con refuerzo transversal en la unión que cumplía con el código, y dos especímenes se detallaron con varillas longitudinales discontinuas que fueron rematadas con ganchos en la unión. Los otros dos especímenes contenían varillas longitudinales continuas. Los resultados de las pruebas se compararon con el comportamiento de especímenes similares para uniones tipo rodilla sin refuerzo transversal en la unión.

Los resultados indican que el radio de curvatura en el nodo de la varilla curva es fundamental para el comportamiento de la unión, independientemente de la presencia de refuerzo transversal en la misma. En otras palabras, el refuerzo transversal en la unión (es decir, el refuerzo distribuido a lo largo del puntal) no contrarresta con éxito el impacto negativo de un nodo de varilla curva diseñado inadecuadamente. La influencia del refuerzo transversal en los comportamientos de falla de los especímenes de la unión de cierre tipo rodilla se limitó a la disminución de la velocidad de la carga aplicada después de que se alcanzara la capacidad de carga máxima. Los detalles de las varillas longitudinales (con ganchos continuos o discontinuos) dieron lugar a diferentes patrones de falla, por la rotura del puntal, que se extendía a través de la unión para los especímenes con varillas continuas frente al desarrollo de una grieta por la rotura a lo largo de una porción del empalme por el traslape que se forma por las varillas enganchadas.

La expresión del ACI 318-19 para el radio de curvatura mínimo de los nodos de las varillas curvas, que incorpora un coeficiente de zona nodal de 0.60, es adecuada para garantizar que las uniones tipo rodilla alcancen sistemáticamente una resistencia y ductilidad satisfactorias. Los autores también quieren señalar que el cumplimiento de esta expresión es especialmente importante para las uniones de rodilla conectadas a miembros en voladizo,

porque el momento que actúa a través de la unión no puede ser redistribuido. Los detalles comunes de las uniones que incluyen varillas longitudinales con radios de curvatura estándar pueden provocar fallas prematuras o comprometer la ductilidad de las uniones tipo rodilla. Debe proporcionarse un refuerzo distribuido en las uniones, tal como exige el Código, para controlar las grietas y ayudar a la redistribución de los esfuerzos.

A diferencia del STM, las disposiciones de resistencia a cortante de las uniones en el ACI 318-19 no captan adecuadamente el comportamiento y la resistencia de las uniones de cierre tipo rodilla. Se necesita trabajo adicional para eliminar la discrepancia que existe en el Código entre los dos juegos de requisitos de diseño.

Referencias

1. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2014, 519 pp.
2. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (ACI 318R-02)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2002, 445 pp.
3. 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.
4. Klein, G.J., "Curved-Bar Nodes," *Concrete International*, V. 30, No. 9, Sept. 2008, pp. 42-47.
5. Wang, H.-C.; Williams, C.S.; and Klein, G.J., "Effect of Bend Radius of Reinforcing Bars on Knee Joints under Closing Moments," *ACI Structural Journal*, V. 117, No. 5, Sept. 2020, pp. 315-326.
6. Wang, H.-C., "Behavior and Design of Concrete Frame Corners: Strut-and-Tie Method Approach," PhD Dissertation, Purdue University, West Lafayette, IN, Dec. 2020, 336 pp.
7. Meinheit, D.F., and Jirsa, J.O., "Shear Strength of R/C Beam-Column Connections," *Journal of the Structural Division*, V. 107, No. 11, Nov. 1981, pp. 2227-2244.
8. Zhang, L., and Jirsa, J.O., "A Study of Shear Behavior of Reinforced Concrete Beam-Column Joints," Report on a Research Project Sponsored by National Science Foundation, Grant No. PFR-7720816, The University of Texas at Austin, Feb. 1982, 118 pp.

9. Hwang, S.-J.; Lee, H.-J.; Liao, T.-F.; Wang, K.-C.; and Tsai, H.-H., "Role of Hoops on Shear Strength of Reinforced Concrete Beam-Column Joints," *ACI Structural Journal*, V. 102, No. 3, May/June 2005, pp. 445-453.

10. ASTM A767/A767M – 19, "Standard Specification for Zinc-Coated (Galvanized) Steel Bars for Concrete Reinforcement," ASTM International, West Conshohocken, PA, May 2019, 6 pp.



Hwa-Ching Wang, miembro de ACI, es becario postdoctoral de Ingeniería Civil, Arquitectónica y Medioambiental en la Universidad de Texas en Austin, Austin, TX, EE.UU. Se doctoró en la Universidad de Purdue, West Lafayette, IN, EE.UU., y se licenció y graduó en la Universidad Nacional de Taiwán, Taipéi, Taiwán.



Christopher S. Williams, miembro de ACI, es profesor adjunto de Ingeniería Civil en la Universidad de Purdue. Se licenció en la Universidad del Sur de Illinois, Carbondale, IL, EE.UU., y obtuvo un máster y un doctorado en la Universidad de Texas en Austin. Es miembro del Comité Conjunto ACI-ASCE 445, Cortante y Torsión, y Vicepresidente del Subcomité ACI 445-D, Bases de Datos sobre Cortante.



Gary J. Klein, miembro Honorario del ACI, es Vicepresidente Ejecutivo y Director Senior de Wiss, Janney, Elstner Associates, Northbrook, IL, EE.UU. Es ingeniero estructural autorizado especializado en la investigación de fallas y miembro del Comité 318 del ACI, Código de Construcción de Concreto Estructural, y del Comité Conjunto ACI-ASCE 445, Cortante y Torsión. Klein recibió la medalla Wason del ACI en 2010 por el trabajo más meritorio y la medalla Charles S. Whitney del ACI en 2016, y fue elegido miembro de la Academia Nacional de Ingeniería.

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

*Título: Efecto del radio de curvatura de la
varilla en el desempeño de uniones tipo
rodilla con detallado común*



Traductor:

Lic. Iliana M. Garza Gutiérrez

Revisor Técnico:

Dr. Bernardo Tadeo Teran Torres



CONCRETO
LATINOAMÉRICA