

ESTUDIO EXPERIMENTAL DE CONEXIONES COLUMNA-LOSA POSTENSADA ALIGERADA

Eduardo Arellano Méndez¹; Óscar M. González Cuevas²

RESUMEN

En este trabajo se presentan los resultados experimentales de ensayos bajo cargas cíclicas de conexiones interiores losa-columna de un sistema estructural formado por losas postensadas aligeradas sin vigas. Dicho sistema se está empleando en México, sin que existan evidencias experimentales que respalden las metodologías de diseño empleadas. Se estudió el comportamiento de las conexiones a escala 1 a 1 en prototipos pequeños. No se estudian las conexiones de borde y esquina debido a que generalmente en México, las losas postensadas se colocan en combinación con una estructura sismorresistente perimetral formada por vigas peraltadas y columnas robustas de concreto que ayudan a la resistencia de la conexión. Se ensayaron 5 especímenes, uno reforzado con estribos y los otros 4 reforzados con pernos conectores de cortante. Las pruebas cíclicas reversibles simularon el comportamiento sísmico y se controlaron por desplazamientos. La falla se definió como el ciclo en que la fuerza lateral requerida disminuyó en un 20% respecto a la fuerza máxima registrada. Se concluye que, con algunas limitaciones comentadas en el texto, ambos refuerzos son adecuados y que pueden alcanzarse desplazamientos superiores a los establecidos para estas estructuras en las Normas Mexicanas NTC-2004 para el diseño de estructuras de concreto.

Palabras clave: Losas, conexión losa columna, refuerzo por cortante, penetración por cortante, concreto postensado, experimentos.

ABSTRACT

In this work we present the experimental results from assays under cyclic loading of interior slab-column connections of a structural system consisting of lightweight post-tensioned slabs without beams. This system is being used in Mexico, with no experimental evidence to support the design methodologies employed. It was studied the connections at 1 to 1 in small prototypes. The edge and corner connections were not studied because in México generally post-tensioned slabs are placed in combination with a structure formed by beams perimeter seismic-resistant cambered and robust columns of concrete that help the stability of the connection. Five specimens were tested, one reinforced with stirrups and the other four bolts reinforced with shear connectors. A reversible cyclic test simulated the seismic behavior and was controlled by displacement. The failure was defined as the cycle in which the lateral force required a decrease of 20% compared to the maximum force registered. We conclude that, with some limitations discussed in the text, both braces are appropriate and can achieve displacements exceeding those provided for these structures in the Mexican Standards NTC-2004 for the design of concrete structures.

Keywords: Slabs, slab column connection, shear reinforcement, punching shear, posttensioned concrete.

RESUMO

Neste trabalho são apresentados os resultados experimentais de ensaios sob cargas cíclicas de conexões interiores laje-columna de um sistema estrutural formado por lajes pós-tensionadas leves sem vigas. Este sistema está sendo empregado no México, sem que existam evidências experimentais que respaldem as metodologias do projeto empregado. Estudou-se o comportamento das conexões na escala 1 a 1 em protótipos pequenos. Não foram estudadas as conexões de borda e esquina devido a que no México, geralmente as lajes pós-tensionadas são colocadas em combinação com uma estrutura sismo resistente perimetral formada por vigas inclinadas e colunas robustas de concreto que ajudam à resistência da conexão. Foram ensaiadas 5 espécimes, um reforçado com estribos e os outros 4 reforçados com eixos conectores do cortante. As provas cíclicas reversíveis simularam o comportamento sísmico e foram controladas por deslocamentos.

¹y² Son profesores investigadores de la Universidad Autónoma Metropolitana-Azcapotzalco.

A falha se definiu como o ciclo em que a força lateral requerida diminuiu em 20% com respeito à força máxima registrada. Conclui-se que, com algumas limitações comentadas no texto, ambos reforços são adequados e podem atingir a deslocamentos superiores aos estabelecidos para estas estruturas dentro das Normas Mexicanas NTC-2004 para o projeto de estruturas de concreto.

Palavras chave: Lajes, conexão laje-coluna, reforço por cortante, penetração por cortante, concreto pós-tensionado, experimentos.

INTRODUCCIÓN

Las losas planas postensadas se emplean para cubrir grandes claros en la construcción de edificios de departamentos, oficinas, estacionamientos, etcétera. Su uso supone varias ventajas, como la mayor separación entre columnas con el mismo peralte de losa, control de las deflexiones máximas ante carga vertical, sencillez de la cimbra, ahorro en concreto y acero, etcétera. Su empleo en México se ha popularizado en los últimos años debido a la tendencia actual de vender los espacios en los edificios sin acabados ni muros divisorios, para que el propietario final sea quien realice la distribución de acuerdo con sus necesidades; por ello, el empleo de losas postensadas encasetonadas brinda mayor libertad arquitectónica. También se han usado ampliamente en los sótanos de edificios grandes en los que se requieren varios pisos de estacionamiento subterráneo, como en el ejemplo de la Fig. 1.

Estas losas pueden diseñarse y construirse como aligeradas o como macizas. En México se emplean más las losas postensadas aligeradas que, aunque requieren mayor mano de obra, resultan más económicas ya que su costo total está compuesto por un 40% de mano de obra y un 60% de materiales (Cortina, 2006), mientras que en países como Estados Unidos de América el costo total se divide en 60% de mano de obra y 40% de materiales (Englekirk, 2006). Una losa aligerada resulta por lo general más cara que una maciza en estos países.

El diseño de estructuras a base de losas planas postensadas en zonas sísmicas se reglamentó por primera vez en México en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-C) en el año de 1996. En resumen, se establece que estas estructuras deben estar constituidas por un sistema dual; el primero es un sistema de estructura rígida de concreto reforzado capaz de resistir por sí solo las acciones sísmicas; este sistema generalmente se construye en el perímetro del edificio. El segundo es el sistema de columnas con losa plana, que debe ser capaz de resistir las cargas gravitacionales y las acciones y deformaciones que le son inducidas, cuando trabaja en conjunto con el primer sistema, bajo la acción del sismo (NTC-C, 9.7.3).

Usualmente, el sistema de losa plana se analiza por el método de la estructura equivalente o de marcos equivalentes y, con las acciones obtenidas, se diseña por flexión y se revisa por fuerza cortante. El análisis se lleva a cabo, la mayoría de las veces, con alguno de los programas de cómputo de elemento finito. Para diseños preliminares o de manera aproximada, puede efectuarse con reglas sencillas para modelar el ancho de losa equivalente y la rigidez a flexión de las columnas. En las NTC-C se presentan estas reglas que están basadas en estudios realizados por Loera, 2000 y 2001. El efecto del postensado se toma en cuenta desde la fase de análisis estructural; un procedimiento usado ampliamente es el de la carga balanceada (Lin, 1963).

El diseño por flexión se lleva a cabo con la teoría bien comprobada de diseño de elementos de concreto presforzado. No parece haber problemas importantes para calcular los esfuerzos de compresión y tensión en el concreto de la losa bajo de cargas de trabajo o la resistencia última a flexión en cualquier sección de la losa. Sin embargo, en la revisión por fuerza cortante, especialmente del cortante por penetración que se desarrolla en la conexión de una columna con la losa, sí existen incertidumbres y problemas que son los que han motivado la realización de esta investigación. Recordando el comportamiento a cortante por penetración de una conexión losa-columna, se tiene que cuando en la conexión actúa únicamente una carga axial, se origina un estado uniforme de esfuerzos cortantes en la llamada sección crítica que rodea a la columna. La falla en este caso es totalmente frágil y se presenta cuando el esfuerzo uniforme alcanza el esfuerzo resistente a cortante por penetración del concreto. Si se tiene refuerzo por cortante en la conexión, la sección crítica se aleja de la columna y aumenta la resistencia de la conexión.

Cuando actúan en la conexión una carga axial y un momento flexionante simultáneamente, el estado de esfuerzos ya no es uniforme, y la resistencia se alcanza cuando el esfuerzo máximo desarrollado en la sección crítica llega a ser igual al esfuerzo resistente del concreto. En este caso, la falla ya no es totalmente frágil y la ductilidad que puede tener la conexión depende de la relación entre carga axial, fuerza cortante y momento flexionante; a menor carga axial, mayor ductilidad. Es importante señalar que aunque la resistencia para este caso puede calcularse con suficiente precisión en estructuras de concreto reforzado para fines prácticos, no sucede lo mismo para la ductilidad, y en conexiones de

columnas de concreto reforzado con losas planas postensadas se tienen mayores incertidumbres, tanto en resistencia como en ductilidad, que en conexiones de concreto reforzado.

En algunos casos, los diseñadores colocan zonas macizas de losa alrededor de las columnas, pero la práctica constructiva generalizada en México consiste en tener nervaduras principales relativamente anchas en los ejes de columnas, las cuales, al hacer intersección con las de los ejes perpendiculares, forman la zona maciza alrededor de las columnas. Sin embargo, esta zona maciza es relativamente pequeña en comparación con la que se tiene usualmente en losas planas de concreto reforzado. Esta situación complica aún más el comportamiento de las conexiones.

A partir de los planteamientos anteriores, se ha considerado importante llevar a cabo un programa de investigación orientado a estudiar el comportamiento de conexiones de columnas con losas planas postensadas con el fin de obtener disposiciones reglamentarias para el cálculo de su resistencia a fuerza cortante por penetración y para determinar su ductilidad, medida como la distorsión de entrepiso que pueden alcanzar las estructuras diseñadas con este sistema constructivo sin que ocurra la falla de la conexión.



Fig. 1. Losas postensadas reticulares o encasetonadas en sótanos.

OBJETIVOS

Establecer recomendaciones para determinar la resistencia a fuerza cortante por penetración de conexiones de columnas con losas planas postensadas encasetonadas con diferentes tipos de refuerzo transversal y con diferentes valores de la fuerza cortante V_u , normalizada respecto a V_{cr} que es la resistencia nominal del concreto ante punzonamiento en ausencia de momento de transferencia (V_u/V_{cr}).

Determinar los desplazamientos laterales relativos que pueden resistir las estructuras de losas planas presforzadas encasetonadas con diferentes relaciones (V_u/V_{cr}) y diferentes tipos de refuerzo transversal, con el fin de establecer su grado de ductilidad ante una eventual falla en cortante por penetración.

METODOLOGÍA DE INVESTIGACIÓN

La metodología de investigación que se siguió para este trabajo se resume en los siguientes pasos. Cada uno es descrito con mayor detalle más adelante.

a) Se diseñó una estructura prototipo de concreto siguiendo las recomendaciones de las secciones 8.3 y 9.7 de las NTC-Concreto de 2004.

b) Se seleccionó una conexión interior de la unión columna-losa postensada que no tuviera momentos de desequilibrio ante cargas verticales, sino únicamente por sismo, la cual sirvió para el diseño del espécimen de pruebas. Las dimensiones del espécimen fueron tales que se pudiera manejar por los equipos existentes en el laboratorio de Estructuras de la UAM-Azcapotzalco.

c) Se diseñó un marco de cargas que permitiera ensayar los especímenes con el equipo de cargas disponible y se estableció un protocolo de pruebas.

d) Se ensayaron cinco especímenes en los que se varió la carga axial aplicada, el ancho de la nervadura principal, y el tipo y separación del refuerzo por cortante. En los ensayos se midieron las cargas aplicadas, la variación de la fuerza de prefuerzo, los desplazamientos, las deformaciones unitarias en las barras de refuerzo y en la superficie de concreto, y el espesor de grietas y su patrón de distribución.

e) Se analizaron los resultados de ensayo y se compararon los resultados con pruebas en uniones columna-loza postensada realizadas en losas macizas.

DISEÑO DE LA ESTRUCTURA PROTOTIPO

La estructura prototipo se diseñó, siguiendo las recomendaciones de las NTC 2004 de Concreto, considerando una estructura de tres niveles, de 6 crujeas en cada dirección, con claros de 6 m, con una estructura sismorresistente exterior basada en marcos robustos de concreto con columnas y vigas peraltadas (Fig. 2). En la estructura no existen aberturas en la losa, ni espacio para escaleras por ser un modelo idealizado para esta investigación. La estructura se ubicó en la zona II de clasificación geotécnica del Distrito Federal (NTC-Sismo, 2004).

ESTRUCTURA SISMORRESISTENTE EXTERIOR

La sección 9.7 de las NTC-Concreto 2004 proporciona recomendaciones para el diseño de estructuras con losas planas postensadas aligeradas construidas con tendones no adheridos, en esa sección se establece que se requiere un sistema sismorresistente diseñado para resistir el 100% de las fuerzas laterales cuyo refuerzo debe ser de barras corrugadas convencionales. El sistema de losa plana se emplea como sistema gravitacional y solo aporta su acción de diafragma rígido al diseño sísmico de la estructura.

Siguiendo las recomendaciones anteriores, se diseñó el sistema sismorresistente que se muestra en planta en la Fig. 2, donde se tienen columnas (80x80 cm) y vigas peraltadas (50x120 cm) en el perímetro de la estructura. Para ser consistentes con el diseño de la losa plana, se empleó un factor de comportamiento sísmico $Q=2$ y un límite de distorsión de 0.006.

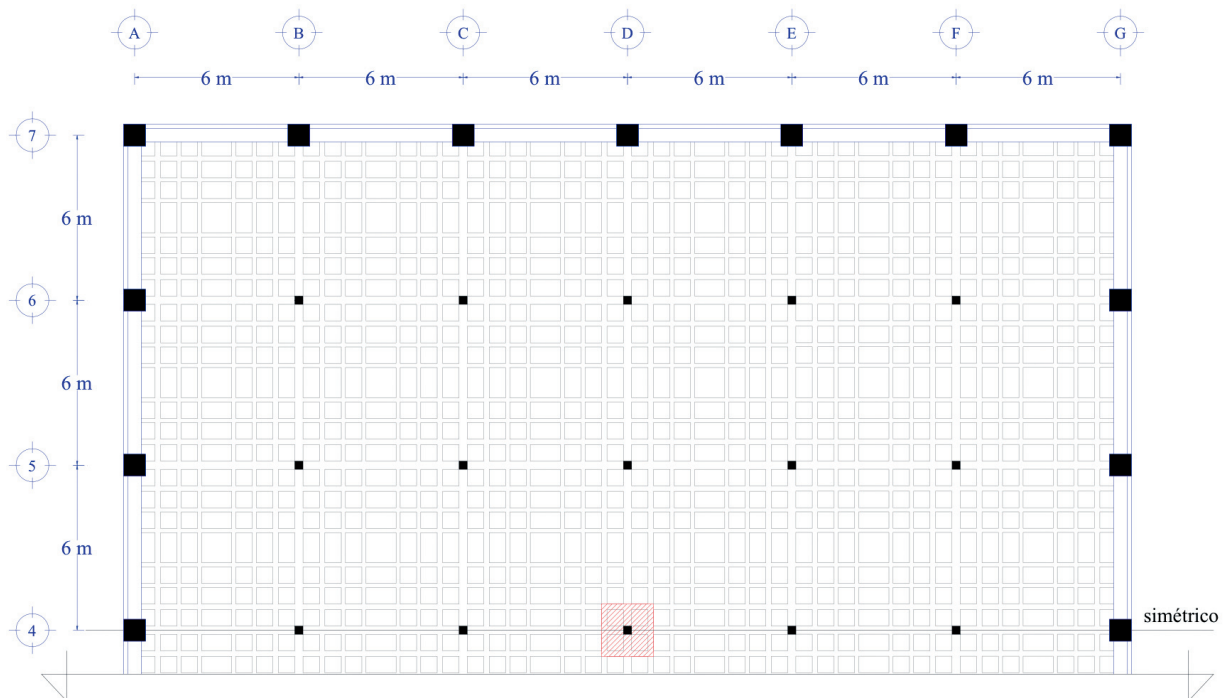


Fig. 2. Estructura prototipo.

ESTRUCTURA DE LOSA PLANA Y COLUMNAS

Las nervaduras y las columnas que forman el sistema de la losa plana se diseñaron para resistir las cargas verticales y se revisaron en el modelo completo, losa plana más estructura exterior, para tomar los momentos adicionales debidos a las fuerzas laterales. Las dimensiones geométricas y los detalles de armado de la estructura resultante se muestran más adelante en la sección “Descripción del espécimen” y en la Tabla 2.

Modelos estructurales

En la sección 8.3.3 de las NTC-C se establecen los criterios para modelar las estructuras con losas planas sin postensar, mismos que se recomienda seguir en las secciones 9.7.2 y 9.7.3 de las NTC-Concreto para modelar losas planas postensadas. Esta metodología se basa en estudios realizados en losas planas ante cargas verticales y horizontales (Loera, 2000 y 2001).

Se realizaron dos modelos de la losa plana, uno de un entepiso aislado, con las columnas del nivel superior e inferior, que se empleó para determinar el armado en la losa plana debido a cargas verticales, y otro de la estructura completa en la que se determinó el acero adicional requerido en las nervaduras.

Modelado de los cables de postensado

Para modelar el efecto de los cables de postensado en la estructura se empleó el método de la carga equivalente (Lin, 1963) que consiste en representar a los cables como cargas externas aplicadas a la estructura. Si se emplea un cable parabólico como el que se muestra en la Fig. 3, la carga equivalente se obtiene de resolver la ecuación diferencial del cable. La solución se muestra en la ecuación 1.

$$T = \frac{w_b L^2}{8a} \quad (1)$$

La carga de postensado se puede, entonces, modelar como una carga uniformemente distribuida en la dirección de la curvatura y dos reacciones concentradas en dirección opuesta (Fig. 3). Es importante notar que aunque la carga equivalente se modela como una fuerza externa, no modifica el equilibrio de la estructura, debido a que la propia carga equivalente se encuentra en equilibrio.

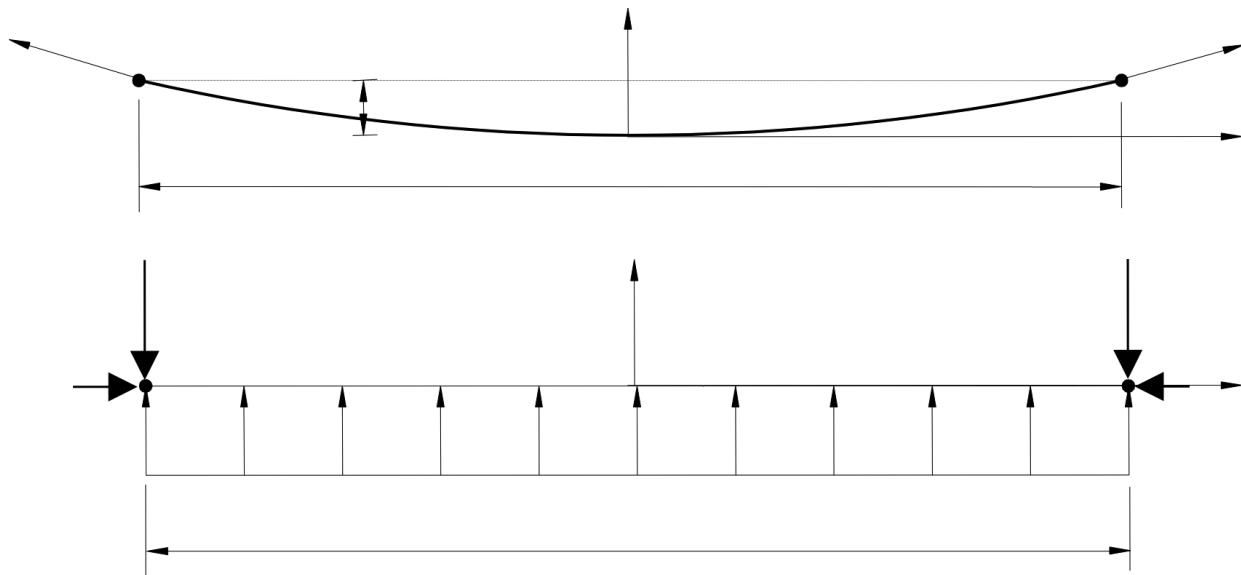


Fig. 3. Carga equivalente de un cable parabólico.

Trayectoria del cable

Para no generar momentos en los extremos de la losa, el cable se coloca en el centroide de la nervadura en dichos extremos. En el centro del claro y en los apoyos continuos, se busca maximizar la eficiencia del cable, por lo que se le coloca sólo el recubrimiento mínimo. Para determinar la carga equivalente de un torón continuo en varios claros, se emplea el método de la carga equivalente en cada claro y se suman las fuerzas cortantes equivalentes para aplicarlas como cargas puntuales en sus extremos, como se muestra en la Fig. 4, en la cual se puede ver también la trayectoria de los cables. Una práctica empleada por los constructores de losas postensadas, sobre todo cuando las columnas son robustas, es la de darle una configuración horizontal al cable en la zona de las columnas como se puede ver en la Fig. 4.

Para la estructura analizada, se consideran claros de 6 m, nervaduras principales de 30 cm, adyacentes de 20 y secundarias de 10 cm, todas con peralte de 18.5 cm y recubrimientos de 3 cm, la carga equivalente de un torón de presfuerzo de 1.27 cm de diámetro es de 10.83 t y se muestra en la Fig. 4. Se tomó en cuenta un esfuerzo de trabajo en el acero (después de pérdidas) de 11,500 kg/cm² valor recomendado por los fabricantes de losas postensadas. El torón de presfuerzo empleado se fabrica con acero de baja relajación y está formado por 7 alambres, uno recto en el centro y seis que giran alrededor del cable central, los alambres se estiran por el método de trefilado.

Si se desea modificar la carga compensada por un torón en alguno de los claros, se varía la distancia relativa entre la línea que une los extremos y la parte más baja de la parábola (Naaman, 2004 y Aalami, 2000). Se toma especial cuidado en determinar la trayectoria del cable, pues un error en el trazo puede inducir fuerzas perjudiciales en la losa.

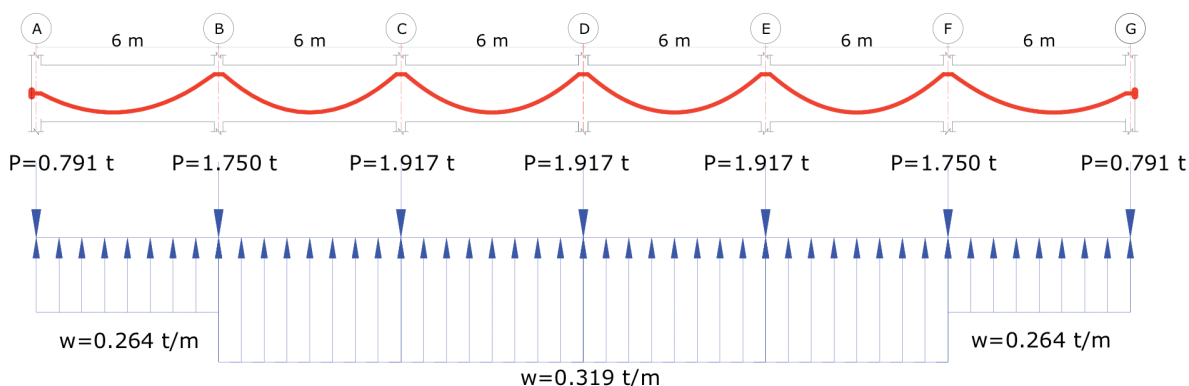


Fig. 4. Carga equivalente de un torón continuo de 1.27 cm de diámetro (10.832 t).

Carga Compensada

La carga a compensar depende de la relación entre la sobrecarga total (S.C.) y el peso propio de la losa (P.P.) porque si se compensa poca carga, las deflexiones verticales no se reducen lo suficiente, pero si se compensa demasiada, la losa queda contraflechada y ésta puede quedar fuera de los límites aceptados por las normas. Para la losa en estudio, la relación de la sobrecarga total dividida entre el peso propio de la losa es menor que uno. La sobrecarga se considera como ligera de acuerdo con la Tabla 1 (Simón, 2006), por lo que se compensó el 80% del peso propio. El peso total de la losa de entrepiso que se diseñó fue de 4956 kN (495.6 t), considerando que se desea compensar el 80% del peso propio, la carga por compensar es de $P_{\text{compensar}}=3965$ kN (396.5 t).

Tabla 1. Carga Compensada.

Sobrecarga	Intervalo	Carga a compensar
Ligera	$(S.C./P.P.) < 1.0$	0.8 P.P.
Media	$1.0 < (S.C./P.P.) < 1.2$	1.10 P.P.
Pesada	$1.2 < (S.C./P.P.) < 2.0$	P.P.+0.3S.C.
Muy pesada	$2.0 < (S.C./P.P.) < 3.0$	P.P.+0.5P.P.

Tomando en cuenta que con la configuración propuesta, un cable puede compensar $P_{\text{cable}}=108.3 \text{ kN}$ (10.83 t), el número de cables que se deben emplear se determina con la ecuación 2.

$$\#Cables = \frac{P_{\text{compensar}}}{P_{\text{cable}}} = \frac{396.5}{10.83} = 37 \text{ cables} \quad (2)$$

En este caso como la estructura es cuadrada, se usarán 40 cables distribuidos en dos direcciones. Se colocan dos cables en las nervaduras principales y uno en las nervaduras adyacentes, no se colocan cables en las nervaduras secundarias.

Desplazamientos verticales.

Se empleó el modelo del entrepiso aislado que puede verse en la Fig. 5. Las deflexiones verticales se revisaron con la sección 9.7.4.3 de las NTC-Concreto 2004, es decir las deflexiones inmediatas y para cargas sostenidas. Para las deflexiones diferidas, solo se considera la carga en exceso a la equilibrada por el postensado.

El límite del desplazamiento máximo admisible es el claro L entre 240+0.5 cm (sección 4 de las NTC de Criterios, 2004) en que se consideran las deformaciones totales calculadas como la suma de una deformación elástica más una deformación de largo plazo. Las deformaciones diferidas se determinan multiplicando el factor de largo plazo por la deformación elástica como se muestra en la ecuación 3.

$$\Delta_{LP} = \Delta_E + F_{LP}\Delta_E \quad (3)$$

Donde Δ_{LP} es la deformación de largo plazo, Δ_E es la deformación elástica y F_{LP} es el factor de largo plazo que depende de la cuantía de refuerzo en compresión. Se revisó que las deformaciones de largo plazo estuvieran dentro del límite establecido.

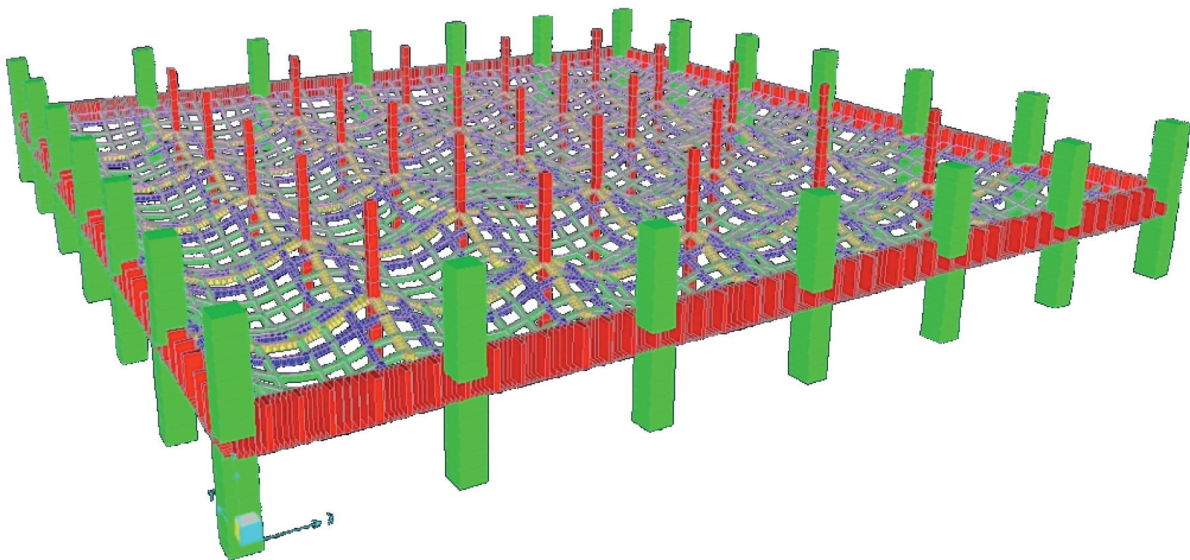


Fig. 5. Vista tridimensional de la estructura deformada.

Armado de Nervaduras.

Armado por flexión

El armado final de las nervaduras corresponde a la envolvente de los dos modelos, carga vertical y carga vertical más sismo, y puede verse en la Fig. 6. La resistencia de la sección transversal se determina empleando las hipótesis de las secciones 2.1 y 9.7.2.1 de las NTC-Concreto 2004.

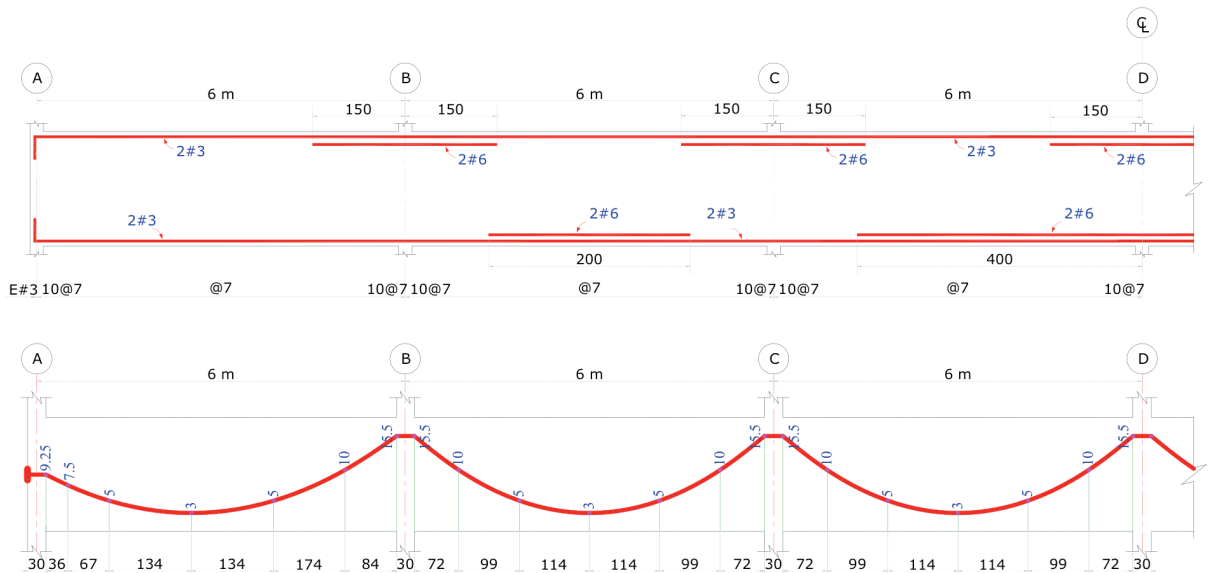


Fig. 6. Armado de las nervaduras principales.

Revisión por cortante

Es importante comentar que en las NTC-Concreto 2004 no existen expresiones donde se tome explícitamente la contribución del postensado en la resistencia por fuerza cortante.

Para el diseño por fuerza cortante se solicita que se revise el comportamiento como viga ancha 2.5.9.a, y la falla de penetración por cortante 2.5.9.b (NTC-Concreto, 2004). La resistencia por fuerza cortante se determina tomando en cuenta la contribución del concreto y del acero de refuerzo. Se tomó en cuenta que una parte del momento de desequilibrio en la conexión se resiste por fuerza cortante. La fracción que se transfiere por fuerza cortante se determina con la ecuación 4 (sección 2.5.9.2.b NTC-Concreto, 2004)

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{(c_1 + d)}{(c_2 + d)}}} \quad (4)$$

Para determinar el esfuerzo cortante máximo de diseño v_u , se toma el efecto de la carga axial y del momento, suponiendo que los esfuerzos varían linealmente como se muestra en la figura 7. El esfuerzo se calcula con la ecuación 5.

$$v_{uAB} = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha M_u c_{AB}}{J_c} \quad (5)$$

donde las propiedades geométricas de la superficie de falla se determinan con las ecuaciones 6 y 7

$$A_{cr} = 2d(c_1 + c_2 + 2d) \quad (6)$$

$$J = \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2} \quad (7)$$

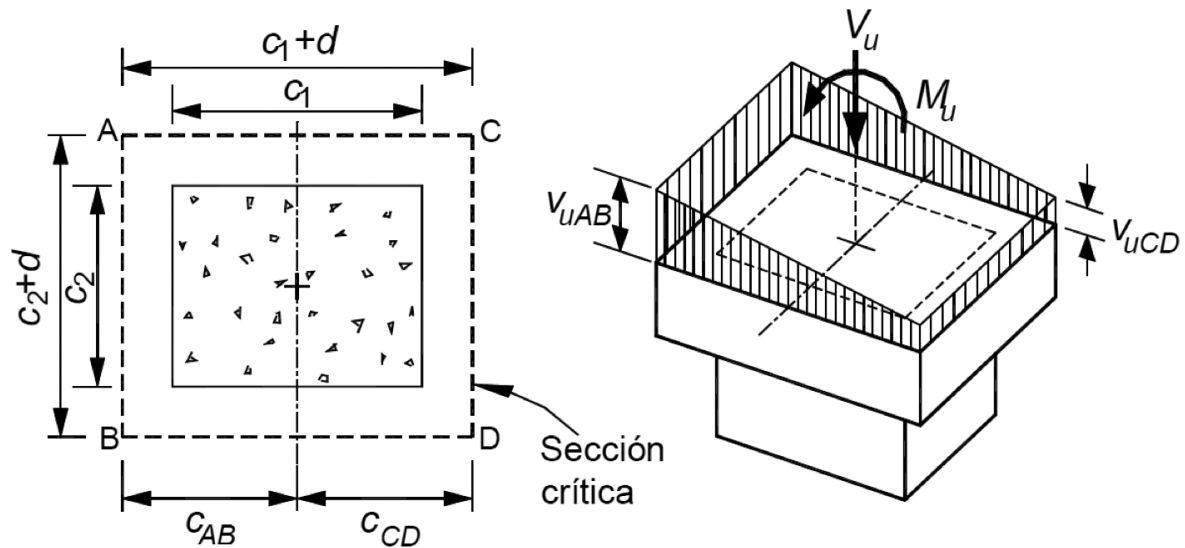


Fig. 7. Esfuerzo cortante máximo para una conexión interior (Fig. 2.2 NTC-Concreto).

Las ecuaciones anteriores son válidas cuando la superficie de falla tiene el mismo espesor, pero cuando se tiene un espesor variable se recomienda emplear las ecuaciones 8 a 10 (Joint ACI-ASCE, 2010) donde en lugar de emplear J, se usa I_x o I_y de acuerdo al sentido en que actúa el momento.

$$A_{cr} = \sum d_i l_{ij} \tag{8}$$

$$I_x = \sum \left[\frac{d_i l_{ij}}{3} (y_i^2 + y_i y_j + y_j^2) \right] \tag{9}$$

$$I_y = \sum \left[\frac{d_i l_{ij}}{3} (x_i^2 + x_i x_j + x_j^2) \right] \tag{10}$$

Debido a que es de interés para esta investigación estudiar las conexiones cuando no se coloca una zona maciza alrededor de la columna, se tiene una superficie con espesor variable en la conexión, con un espesor igual al de la losa y que disminuye a 5 cm en la capa de compresión como se muestra en la Fig. 8.

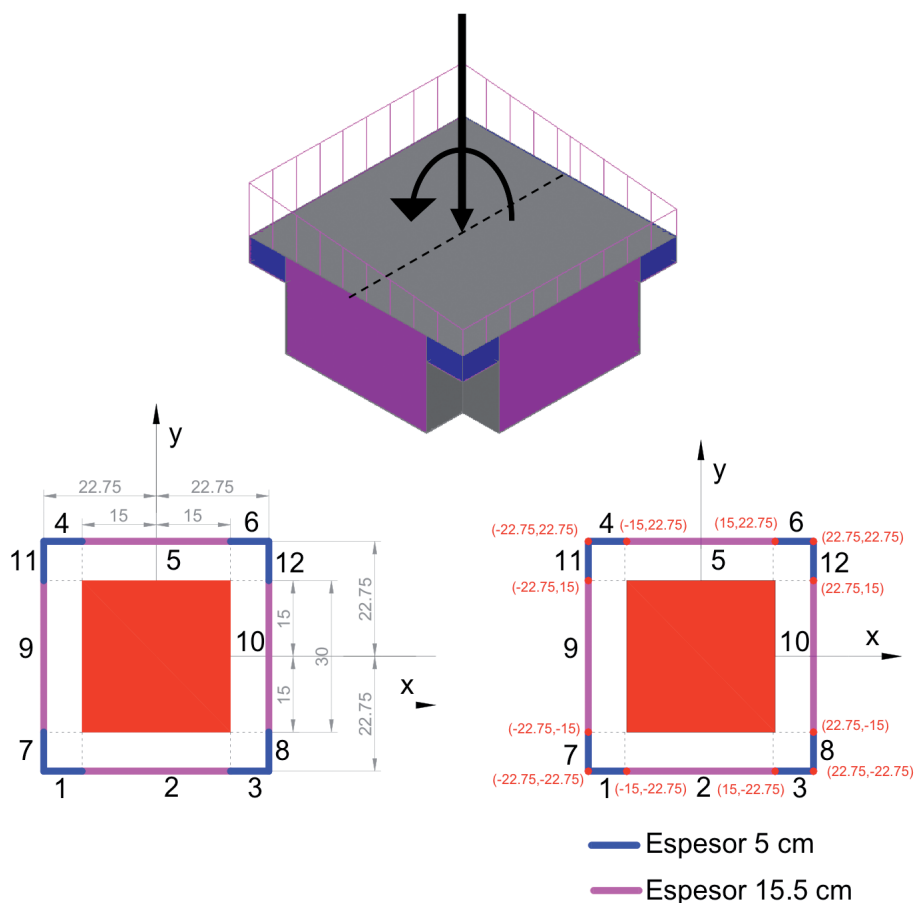


Fig. 8. Superficie de falla para determinar la penetración por cortante.

Con las consideraciones mencionadas, se revisó que la estructura tuviera la resistencia suficiente ante las fuerzas cortantes aplicadas. Los armados para la conexión Columna-Losa postensada tanto en flexión como en cortante son los correspondientes al espécimen LP02 de la Tabla 2. Los otros especímenes se propusieron para modificar las variables de investigación, pero no corresponden con el diseño de la estructura prototipo.

SELECCIÓN DEL ESPÉCIMEN DE PRUEBA

Cabe mencionar que en esta investigación se estudia una conexión interior de la estructura prototipo. Una conexión de este tipo no tiene momentos de desequilibrio significativos ante cargas verticales, pero sí los tiene ante cargas sísmicas. Las conexiones de borde y de esquina tienen momentos de desequilibrio mayores que las interiores. Pero se decidió iniciar el proyecto con una conexión interior debido a que en las de borde y de esquina las vigas de la estructura exterior resultan de gran tamaño y ayudan a la resistencia de la conexión. Para determinar el tamaño del espécimen y no introducir efectos de escala, se decidió tomar una zona de losa alrededor de la columna y la mitad de la columna abajo y arriba. El espécimen es pequeño, pero con las dimensiones reales, con lo que se evita introducir los efectos de escala en la prueba. El colado del espécimen es monolítico y se realiza el mismo día con la misma dosificación del concreto para evitar introducir las variables de edad y de variación de resistencia.

Variables de investigación.

Se ha observado que las construcciones con el sistema de losa postensada en México tienen dos posibilidades de construcción que pueden representar comportamientos distintos. La primera es que no exista una zona maciza de concreto alrededor de las columnas y que las nervaduras principales tengan el mismo ancho que la columna, la segunda es que

las nervaduras principales sean más anchas que la columna, lo que implica una zona maciza alrededor de la columna. Por esta razón, una de las variables de estudio es el ancho de la nervadura principal.

Un refuerzo muy eficiente para evitar la falla de punzonamiento en placas planas, usado en varios países, consiste en pernos conectores de cortante (Fig. 9), como lo demuestra la evidencia experimental (Megally, 2000). En México dicho refuerzo no es muy común, y se quiso determinar la pertinencia de emplear estos pernos en losas aligeradas en lugar de estribos, por lo que dos de las variables a investigar son el tipo de refuerzo y su separación.



Fig. 9. Conexión interior reforzada con SSR (Kang, 2004).

Una variable que influye mucho en la capacidad de deformación es la fuerza cortante aplicada. Para que las dimensiones de los especímenes no intervengan, se usa la fuerza cortante normalizada, es decir la relación entre la fuerza cortante aplicada y la fuerza cortante que generaría el punzonamiento sin la presencia de momento de desequilibrio, (V_w/V_{cr}).

Descripción del espécimen

Se tomó una sección de losa de 1.9x1.9 m alrededor del nodo que incluye a la columna, las nervaduras principales y las nervaduras adyacentes (Ver la zona central sombreada de la Fig. 2). El espesor de la losa plana se tomó igual a 18.5 cm. Las nervaduras principales en la dirección de ensaye (eje Y) tienen un ancho variable, en los especímenes LP02, LP03, LP04 es de 30 cm y en los especímenes LP05 y LP06, de 60 cm. Las nervaduras principales en dirección perpendicular al desplazamiento (eje X) tienen un ancho constante de 30 cm, y las perimetrales de 20 cm. La capa de compresión tiene un espesor de 5 cm y se armó con una doble parrilla de malla 6x6-6/6. Las columnas son cuadradas de 30 cm por lado.

Los detalles de armado se pueden observar en la tabla 2. La separación de los estribos en la columna fue constante con varillas #3 @ 8 cm. En las nervaduras adyacentes el refuerzo por cortante consistió de estribos cerrados con varilla del #3 @ 7 cm.

La longitud de las columnas se determinó tratando de que fuera lo más larga posible dentro del dispositivo de pruebas para reducir las fuerzas necesarias y para que el extremo se aproxime a la ubicación del punto de inflexión. El largo de la columna inferior fue de 1.3 m y de 1.4 m para la columna superior. La figura 10 muestra un detalle del espécimen de pruebas.

Tabla 2. Armado en los especímenes.						
Espécimen	Nervadura Principal eje Y	Nervadura. Principal eje X	Nervadura Adyacente	Columna	Estribos Nervadura Principal	Pernos Nervadura Principal
LP-02	A(+) 2#6+2#3+2T 0.5 A(-) 2#6+2#2	A(+) 2#6+2#3 A(-) 2#6+2#3	A(+) 2#6+2#3+1T 0.5 A(-) 2#6+2#3	A(+) 3#6 A(-) 3#6	@9	@11 @9
LP-03	A(+) 2#6+2#3+2T 0.5 A(-) 2#6+2#3	A(+) 2#6+2#3 A(-) 2#6+2#3	A(+) 2#6+2#3+1T 0.5 A(-) 2#6+2#3	A(+) 3#6 A(-) 3#6		@9 @7
LP-04	A(+) 2#6+2#3+2T 0.5 A(-) 2#6+2#3	A(+) 2#6+2#3 A(-) 2#6+2#3	A(+) 2#6+2#3+1T 0.5 A(-) 2#6+2#3	A(+) 3#6 A(-) 3#6		
LP-05	A(+) 2#6+4#3+4T 0.5 A(-) 2#6+4#3	A(+) 2#6+2#3 A(-) 2#6+2#3	A(+) 2#6+2#3+1T 0.5 A(-) 2#6+2#3	A(+) 3#6 A(-) 3#6		
LP-06	A(+) 2#6+4#3+4T 0.5 A(-) 2#6+4#3	A(+) 2#6+2#3 A(-) 2#6+2#3	A(+) 2#6+2#3+1T 0.5 A(-) 2#6+2#3	A(+) 3#6 A(-) 3#6		

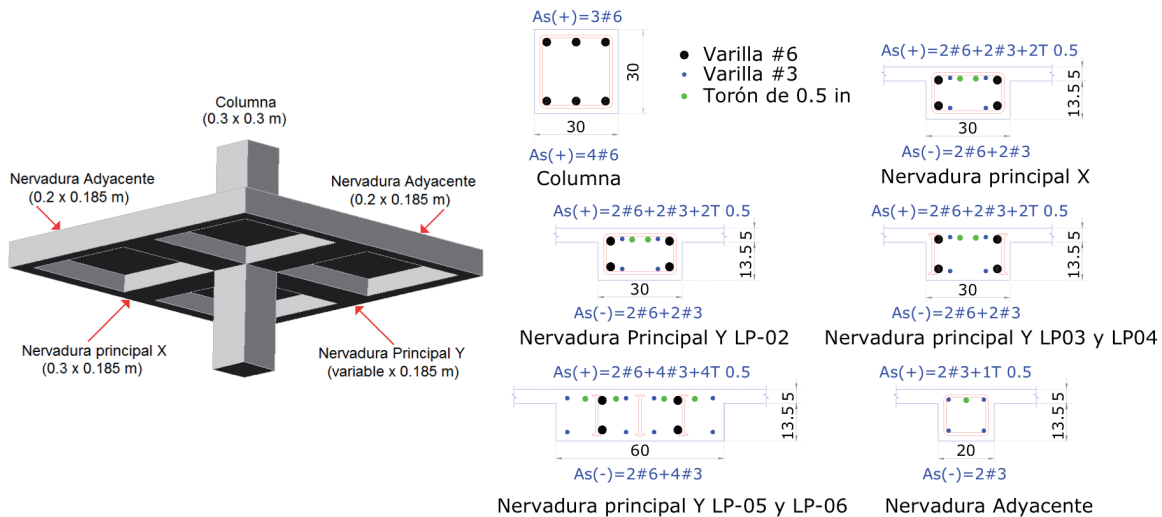


Fig. 10. Armado de la conexión losa-columna.

MARCO DE CARGA

Se diseñó una estructura metálica capaz de mantener al espécimen apoyado durante la prueba y que permite los desplazamientos debidos a las cargas aplicadas. La estructura de pruebas se muestra en la Fig. 11.



Fig. 11. Dispositivo de pruebas.

Descripción del cortante aplicado a la conexión.

La carga uniformemente distribuida sobre la losa, (W_u), se transmite a la columna por medio de una acción de cortante. Para que la conexión losa columna se encuentre en equilibrio ante la carga distribuida sobre la losa debe generarse una carga axial en la columna que equilibre al espécimen como se muestra en la figura 12-a, dicha carga axial es el cortante aplicado en la unión columna-losa (V_u). Debido a las características del dispositivo de cargas (figura 11), no fue posible aplicar la carga uniformemente distribuida sobre la superficie de la losa. Para simular su efecto se aplicó como una carga distribuida sobre el perímetro del espécimen (w_u) como se muestra en la Fig. 12-b. Debe notarse que si la resultante de la carga, distribuida linealmente, es igual a la resultante de la carga distribuida sobre la superficie de la losa, entonces la carga V_u en la columna no cambia. Para poder marcar las grietas con seguridad se cambió la orientación del espécimen girándolo 90 grados con lo que la losa queda en posición vertical y la columna en posición horizontal, tal y como se muestra en la Fig. 12-b.

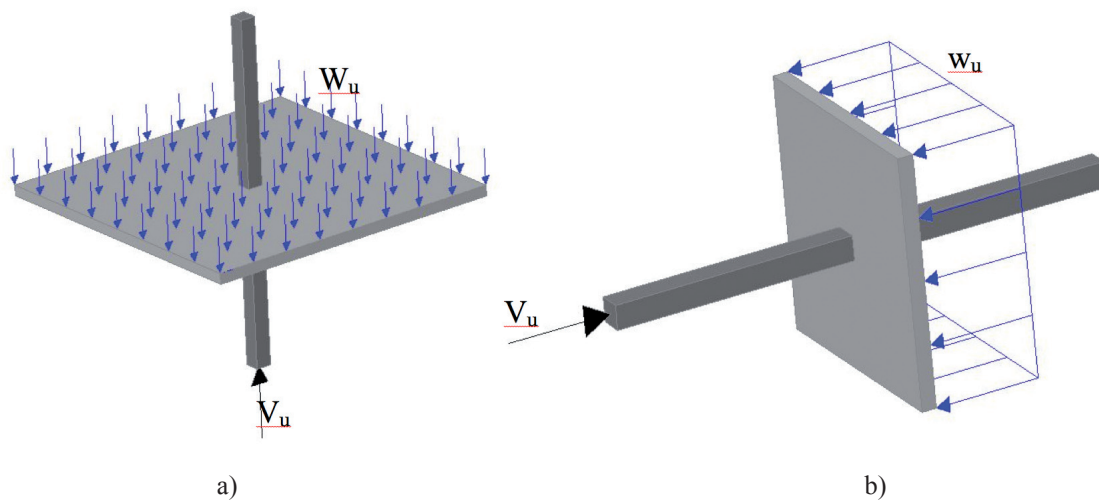


Fig. 12. Aplicación de la carga distribuida. a) Normal b) Especimen rotado 90°.

La carga axial se aplicó mediante dos cilindros hidráulicos de acción simple de 500 kN (50 t) cada uno. En la Tabla 3 se muestra la carga axial aplicada a la conexión para cada uno de los especímenes probados, y se muestran otros datos asociados al armado estructural de la conexión.

Tabla 3. Carga axial aplicada a la conexión

Espécimen	Armado	Separación	V_u	V_{cr}^2 (ACI)	V_{cr} NTC
LP02	Estribos	9 cm	243.8 kN (24.38 t)	324.8 kN (48.64 t)	311.1 kN (31.12 t)
LP03	Pernos	11 cm	224.4 kN (22.44 t)	324.8 kN (43.36 t)	259.7 kN (25.97 t)
LP04	Pernos	9 cm	315.4 kN (31.54 t)	324.8 kN (49.13 t)	315.9 kN (31.60 t)
LP05	Pernos	9 cm	317.0 kN (31.70 t)	422.3 kN (64.54 t)	387.6 kN (38.76 t)
LP06	Pernos	7 cm	468.8 kN (46.87 t)	422.3 kN (61.75 t)	360.4 kN (36.04 t)

² V_{cr} ACI y V_{cr} NTC se definen en la sección “Resumen del comportamiento observado”

Desplazamiento del nodo de control.

Existen diferencias entre los desplazamientos reales en un evento sísmico, y los desplazamientos experimentales (Fig. 13). En los desplazamientos reales, si se considera el nodo de la base fijo, el desplazamiento total ocurre en el nodo superior de la columna y la losa se desplaza lateralmente. En los desplazamientos experimentales la losa permanece en su lugar y lo que se desplaza son los nodos de la columna, el desplazamiento total es la distancia relativa entre los nodos superior e inferior de la columna (Fig. 13-b). Debe notarse que los desplazamientos en las columnas se aplican en direcciones opuestas para simular la acción de un sismo. En la imagen izquierda que trata de representar el comportamiento “real” durante un sismo, asumiendo que las columnas se articulan a la mitad de la altura (Joint ACI-ASCE, 2010), también se considera que en la zona de estudio de las nervaduras se tienen articulaciones debido a la inversión del momento debido a sismo (Fig. 13).

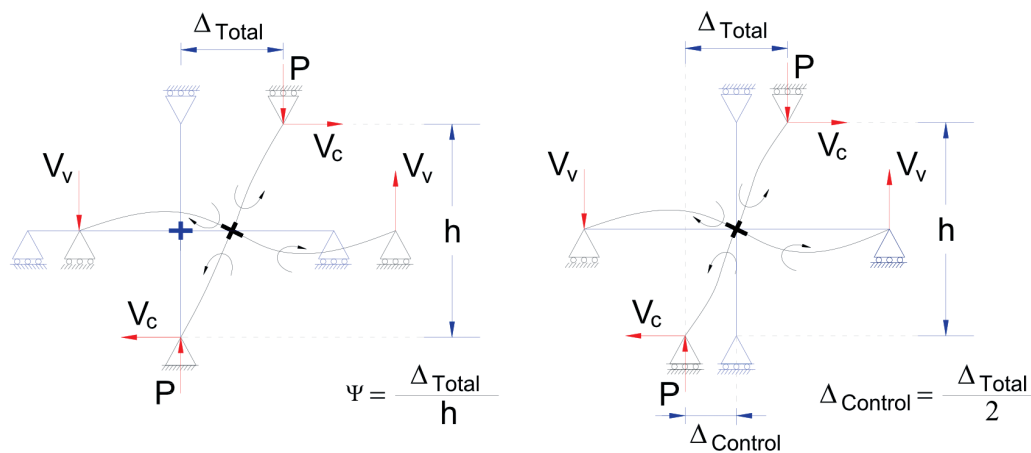


Fig. 13. a) Desplazamientos reales y b) Desplazamientos experimentales.

En la Fig. 13-b puede observarse que el desplazamiento del nodo de control, es la mitad del desplazamiento total.

Descripción de las fuerzas laterales aplicadas a las columnas.

Para simular el efecto del momento de desequilibrio en la conexión durante un evento sísmico, deben aplicarse fuerzas en los extremos de las columnas. A estas fuerzas se les llama aquí cargas laterales y pueden verse en la Fig. 14. Debido a que el espécimen se rotó para llevar a cabo la prueba con seguridad, las cargas laterales se aplican en forma vertical. Se definen ciclos de jale y de empuje para poder establecer en qué dirección se está desplazando el nodo de control. En la Fig. 14 se muestra la dirección de aplicación de las cargas definidas como empuje y jale.

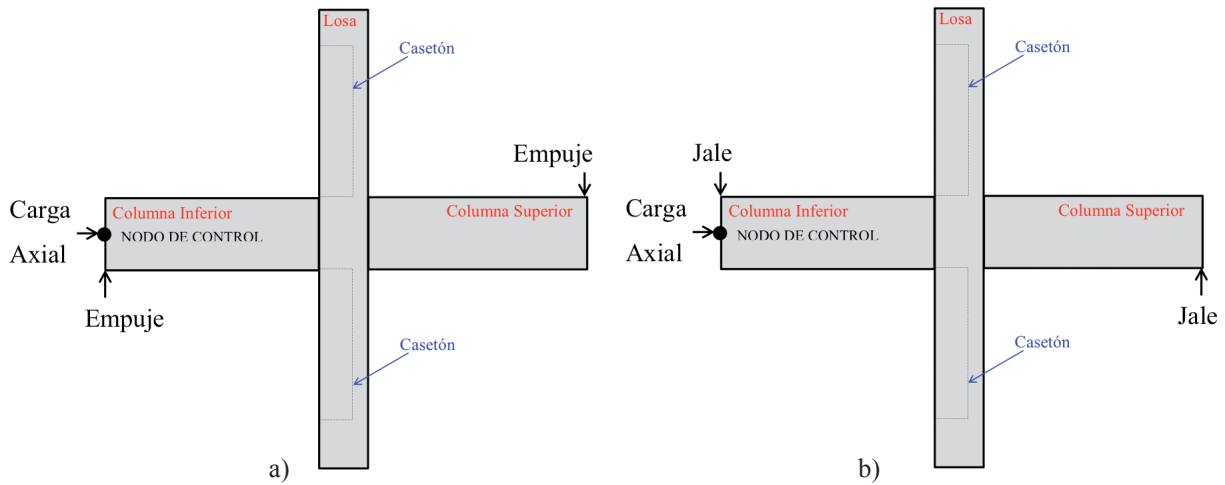


Fig. 14. Aplicación de las cargas de a) Empuje y b) Jale.

Las cargas laterales que simulan las fuerzas sísmicas, se aplicaron mediante cuatro cilindros hidráulicos de acción simple de 250 kN (25 t) cada uno.

Protocolo de carga

La primera carga que se aplica es la fuerza cortante, que en este caso se vuelve una fuerza axial aplicada sobre la columna inferior. La carga se aplica en forma incremental en al menos 10 pasos hasta llegar al valor deseado. La carga axial debe mantenerse constante durante toda la prueba, el valor de la carga axial aplicada puede verse en la Tabla 3.

La segunda parte de la prueba se controla por desplazamientos. Para llevarla a cabo, se define una distorsión objetivo asociada con el desplazamiento del nodo de control. Para cada incremento de desplazamiento se aplican cuatro ciclos de carga y descarga; tal y como se muestra en la Fig. 15. Para controlar la prueba, se monitorea el nodo de control con un transductor de desplazamientos.

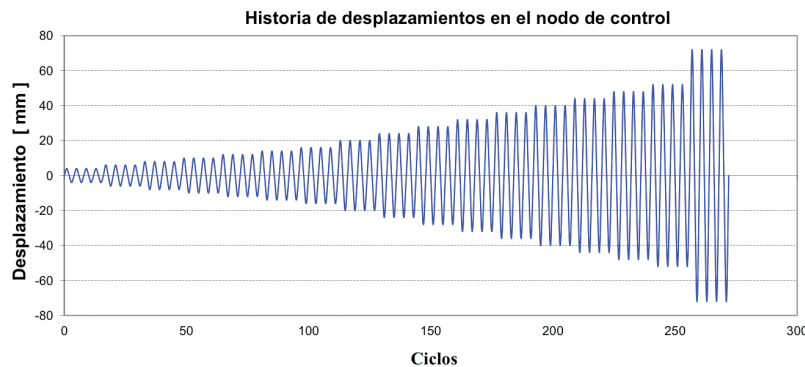


Fig. 15. Desplazamientos del nodo de control.

Criterio de falla.

Debido a que el experimento se controla por desplazamiento, debe definirse un límite para detener la prueba, el cual consiste en determinar el valor máximo que alcanza la carga lateral y continuar el experimento hasta que en un ciclo de desplazamientos se tenga una pérdida de resistencia del 20% respecto a la carga máxima, es decir, cuando el momento inducido al espécimen es menor al 80% del momento máximo registrado. Este criterio es similar al usado por otros investigadores (Ghali, 2006). Cabe señalar que en algunos ensayos, se continuó incrementando el desplazamiento hasta que se le terminó la carrera al equipo de carga; sin embargo, los resultados en esas etapas son válidos solo como evidencia visual del comportamiento de la conexión.

INSTRUMENTACIÓN DEL ESPÉCIMEN.**Instrumentación interna**

Se colocaron galgas extensométricas (*strain gages*) en el acero de refuerzo longitudinal, en el acero de refuerzo por cortante y en la superficie de concreto, para medir las deformaciones unitarias en cada incremento de desplazamiento (Fig. 16). En la Tabla 4 se muestra la instrumentación colocada en cada uno de los especímenes.

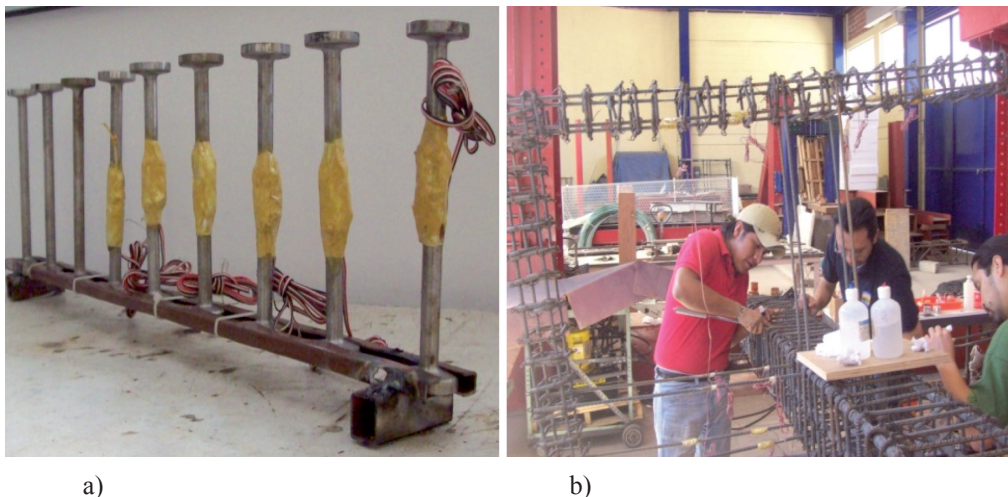


Fig. 16. Instrumentación interna, a) En pernos y b) Acero de refuerzo.

Tabla 4. Instrumentación con galgas extensométricas (Número de piezas colocadas)

Espécimen	Nervadura Principal Y	Nervadura Adyacente Y	Columna	Estribos	Pernos	Concreto	Total
LP02	16	16	16	24	-	5	77
LP03	16	16	16	-	24	5	77
LP04	16	16	16	-	48	5	101
LP05	16	16	16	-	24	5	77
LP06	16	16	16	-	50	5	103

Instrumentación externa

Para medir las cargas aplicadas se colocaron 2 celdas de carga para medir la carga axial aplicada, 4 celdas de carga para medir las cargas laterales aplicadas y 2 celdas de carga para medir la variación en la carga de postensado. En la Fig. 17-a se muestra la ubicación; el número de la celda corresponde al canal en que se colocaron los instrumentos en el equipo de adquisición de datos.

Los desplazamientos se midieron con transductores de desplazamiento (LVDT). Se colocaron 4 transductores para determinar el desplazamiento relativo de la columna, y 8 transductores para medir el desplazamiento de la nervadura principal ubicada en la dirección del desplazamiento (Fig. 17-b). El desplazamiento en el extremo de la columna, donde se aplica la carga axial (Canal 1), sirve como el desplazamiento que se emplea para monitorear el comportamiento del espécimen.

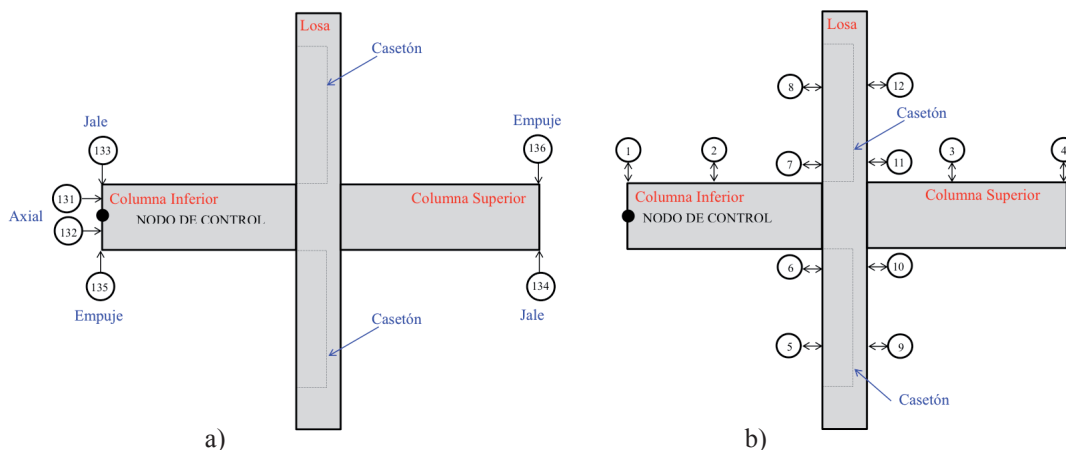


Fig. 17. Ubicación de instrumentos a) Celdas de carga y b) Transductores de desplazamiento.

PROPIEDADES MECÁNICAS CARACTERÍSTICAS

Se calcularon algunas de las propiedades mecánicas representativas de la conexión, que permiten describir el comportamiento ante un evento sísmico.

Las propiedades de interés que permiten describir y comparar a la estructura son los ciclos de histéresis, la rigidez del ciclo, la energía histéretica disipada, el amortiguamiento viscoso equivalente, y la ductilidad. Se hace una breve descripción de la forma en que se determinaron las características mencionadas.

Histéresis

El ciclo de histéresis es una representación de la fuerza aplicada para lograr el desplazamiento en el nodo de control. En el caso de la conexión, el desplazamiento de interés es el relativo entre los dos extremos de las columnas, definido en la Fig. 13 como Δ_{TOTAL} , la fuerza lateral es el promedio de la fuerza aplicada en los extremos para lograr el desplazamiento en esa dirección, en la Fig. 13 es la fuerza V , que no debe confundirse con el cortante aplicado a la conexión que en la misma figura se representa por la letra P . En este estudio, para determinar si la conexión tiene la capacidad de deformación adecuada, se emplea el desplazamiento normalizado, es decir, la distorsión (Δ_{Total}/h), para poder comparar con los límites establecidos en la normativa del Distrito Federal (NTC-Sismo, 2004).

En la Fig. 18 se muestran los diagramas de histéresis de los 5 especímenes. Puede observarse que, en todos los casos, son estables, en ninguno hay una caída súbita de la resistencia o de la rigidez. Para el espécimen LP-02 (Fig. 18-a), una vez que se alcanza la resistencia máxima, ésta se mantiene prácticamente constante en los ciclos subsiguientes en las dos direcciones. Este espécimen se reforzó con estribos y su comportamiento es un poco diferente a los otros especímenes reforzados con pernos conectores de cortante.

Las diferencias entre los especímenes LP-02 y LP-03 son el tipo de refuerzo y la separación del refuerzo por cortante, aunque se someten a la misma carga gravitacional. Puede observarse que el espécimen LP-02 alcanza una mayor resistencia debido a una separación menor (ver tabla 3). En ambos casos una vez que se alcanza la fuerza lateral máxima, la pérdida de resistencia es gradual.

Si se comparan a los especímenes LP-02 y LP-04, que tienen la misma separación en el refuerzo (Tabla 3) pero distinto valor de la fuerza cortante aplicada, se aprecia que ante una fuerza cortante mayor, el valor de la fuerza lateral resistente medida experimentalmente disminuye. El mismo fenómeno puede observarse al comparar los especímenes LP-05 y LP-06, en el espécimen LP-06 al que se le aplica una mayor carga axial, se tiene una carga lateral resistente menor incluso con una menor separación de los pernos conectores de cortante (Tabla 3).

En los diagramas de histéresis se aprecia un claro adelgazamiento alrededor de la carga lateral cero (*pinching*). Este fenómeno implica (o indica) que en los ciclos se disipa poca energía.

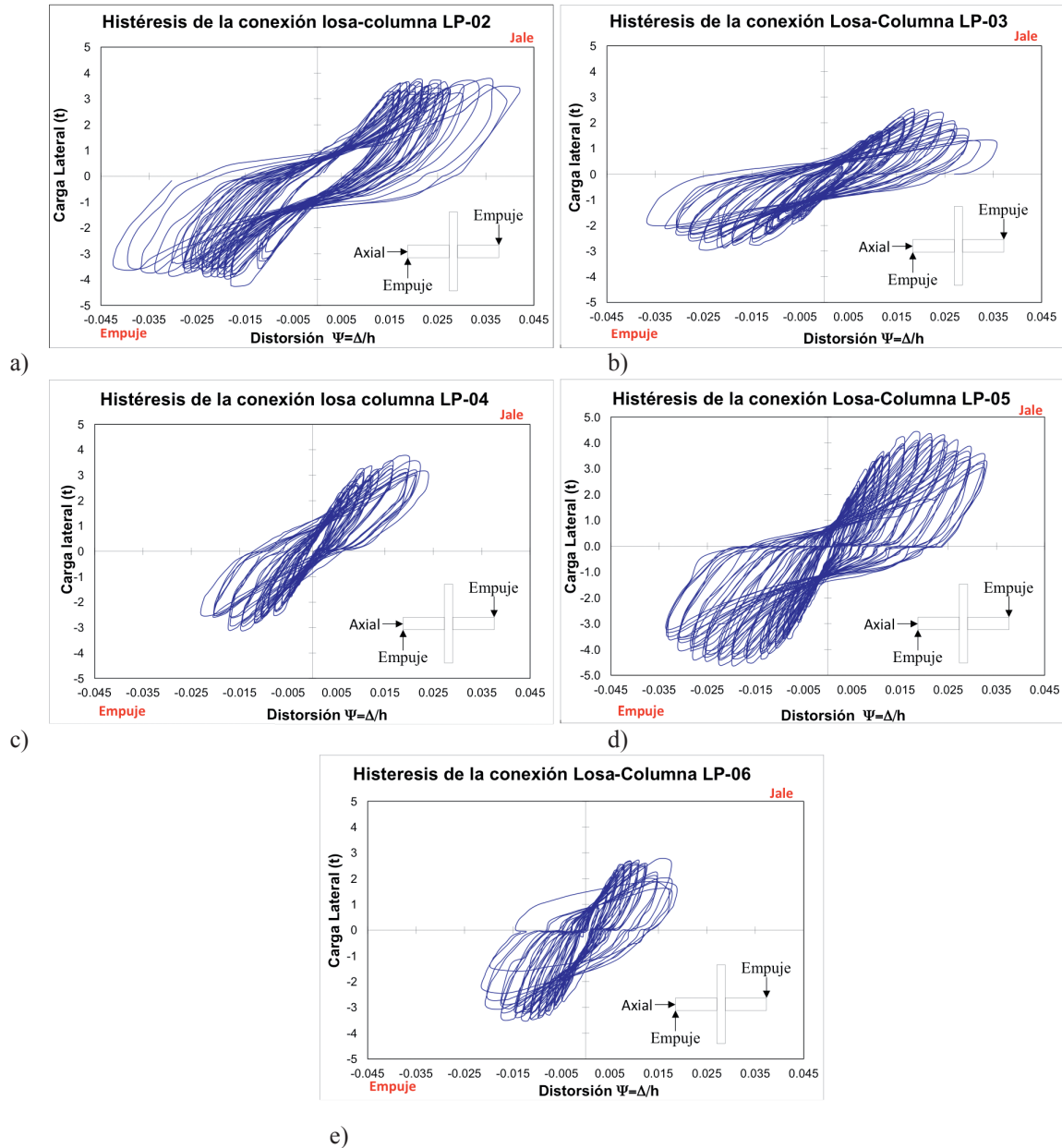


Fig. 18. Diagramas de histéresis a) LP-02, b) LP-03, c) LP-04, d)LP-05, e) LP-06.

La Fig. 19 muestra las envolventes de las curvas de histéresis, en la gráfica se colocan los límites de desplazamiento de diseño considerando la altura de entrepiso (distorsiones de 0.006 y 0.012, sección 1.8 NTC-Sismo, 2004). Puede observarse que en todos los casos, la resistencia máxima se presenta más allá de los límites empleados en el diseño, por lo que las disposiciones de diseño conducen a resultados conservadores.

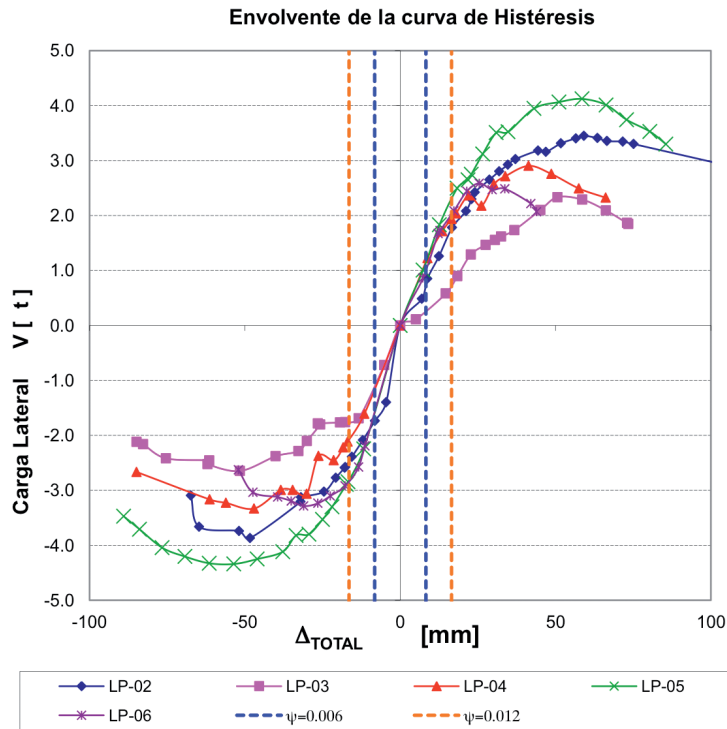


Fig. 19. Envoltentes de Histéresis.

Rigidez

La rigidez pico a pico se define como la pendiente del diagrama fuerza lateral promedio vs desplazamiento total como se muestra en la Fig. 20. La rigidez K se determina uniendo los puntos de máximo desplazamiento en el ciclo mediante una línea recta, la pendiente de la línea, calculada como la diferencia entre las fuerzas cortantes dividida entre la diferencia de desplazamientos, es la rigidez del ciclo.

Para poder comparar como se degrada la rigidez en los especímenes, se emplea una gráfica normalizada donde se divide la rigidez del ciclo entre la rigidez inicial (rigidez del primer ciclo). En el experimento, cada incremento de desplazamientos (desplazamiento objetivo) se llevó a cabo 4 veces. En la Fig. 21, se muestran las rigideces asociadas a la primera vez que se alcanza el desplazamiento objetivo.

No se llevó a cabo ninguna corrección en las curvas de degradación de rigidez. En la gráfica se muestran los desplazamientos asociados a las distorsiones límite de diseño (NTC-Sismo, 2004). Para el espécimen LP-02, la rigidez máxima se presenta en el segundo ciclo de desplazamientos y fue la que se empleó como referencia para normalizar la gráfica. La caída súbita en la rigidez en el tercer ciclo de desplazamientos puede atribuirse a un reacondo de la pieza en el marco de pruebas. De hecho si se retira ese punto, la gráfica se suaviza.

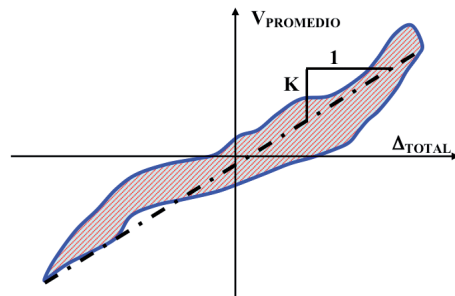


Fig. 20. Rigidez pico a pico y energía histerética.

Cuando se comparan las curvas de los especímenes LP-02 y LP-03 que tienen la misma carga axial aplicada, se observa que el elemento con los pernos conectores de cortante (LP-03) tiene una degradación de rigidez más controlada.

El espécimen LP-06 que es el que se sometió a una mayor carga axial, presenta la mayor degradación de rigidez.

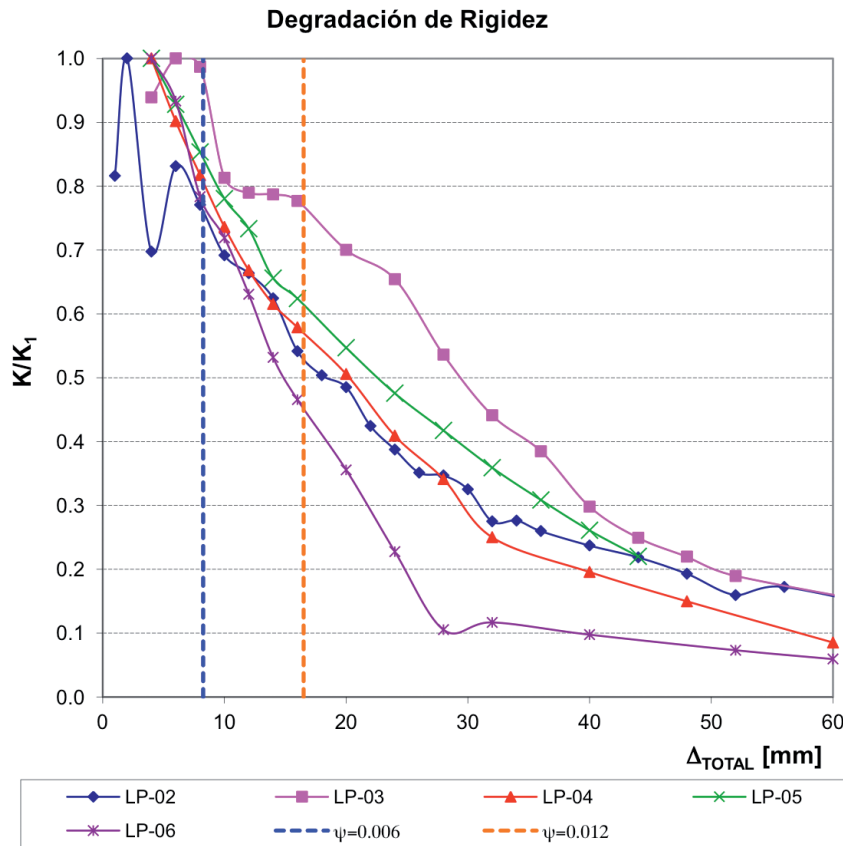


Fig. 21. Degradación de rigidez.

Energía Histerética Disipada

La Energía Histerética Disipada se calcula para cada ciclo y se define como el área contenida en la curva “Fuerza cortante promedio” vs “Desplazamiento total”. En la figura 20 es el área sombreada.

En todos los especímenes se alcanza un máximo en la energía histerética disipada más allá de los límites de distorsión reglamentarios (NTC-Sismo, 2004). Se observa que en la mayoría de los especímenes probados se alcanza un máximo en la disipación de energía y posteriormente se tiene una caída súbita (Fig. 22). Puede establecerse una relación entre el máximo y la falla del espécimen. El espécimen LP-05 fue el único en el que se mantuvo la tendencia de disipar mayor energía conforme se incrementaba el desplazamiento. Cabe destacar que el mecanismo de falla en este espécimen puede atribuirse más a una falla de flexión en la nervadura que a una penetración por cortante, lo anterior concluido de la interpretación del patrón de agrietamiento presente en el espécimen.

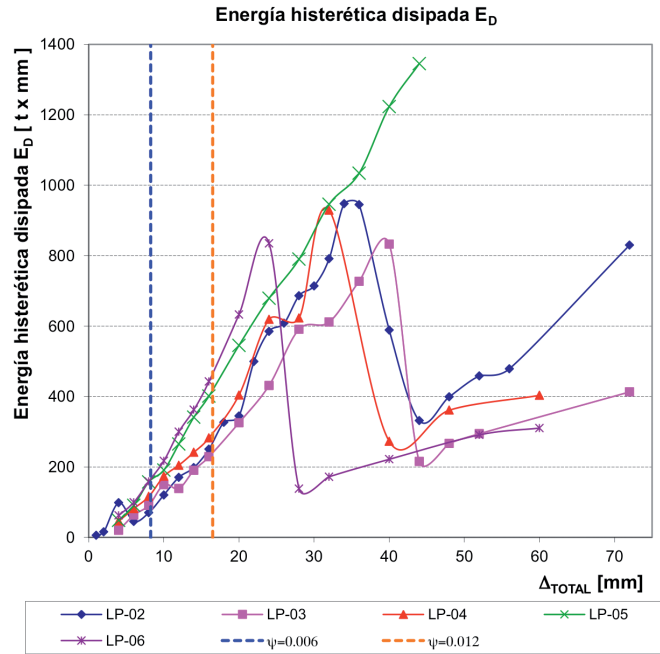


Fig. 22. Energía Histerética Disipada [ED].

En la Fig. 23 se muestran las energías histeréticas disipadas acumuladas. En los especímenes LP-02, LP-03, LP-04 y LP-06, se observa un cambio súbito en la pendiente de las curvas, que representa el instante en que se alcanza el valor máximo de E_D . En el espécimen LP-05 no se registra ese cambio en la pendiente debido a que la falla no se puede asociar con una falla frágil como lo es el punzonamiento por cortante.

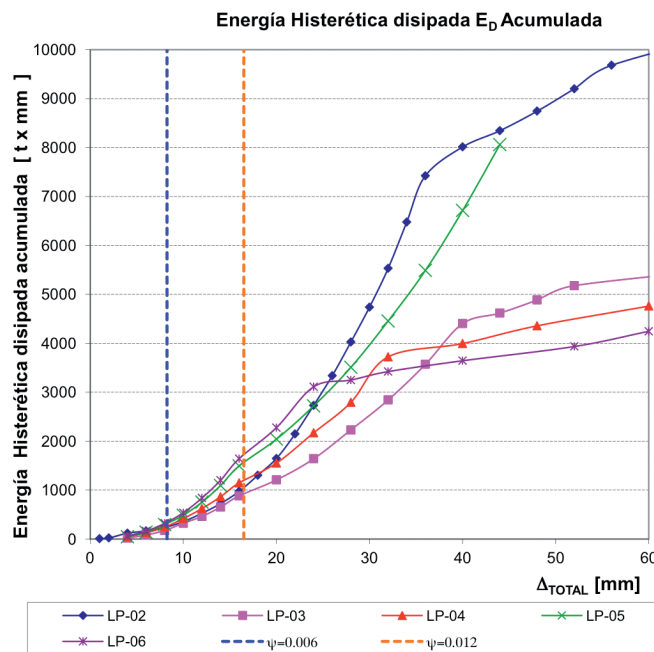


Fig. 23. Energía Histerética Disipada Acumulada [ED].

Amortiguamiento viscoso equivalente

El amortiguamiento viscoso equivalente puede calcularse, en curvas experimentales, con la ecuación 11 (Chopra, 2000). Dicho parámetro representa las fricciones internas en el material, que en el caso de la conexión se incrementa por la acción de los cables de presfuerzo que tienden a cerrar las grietas una vez que se retiran las cargas (Fig. 24).

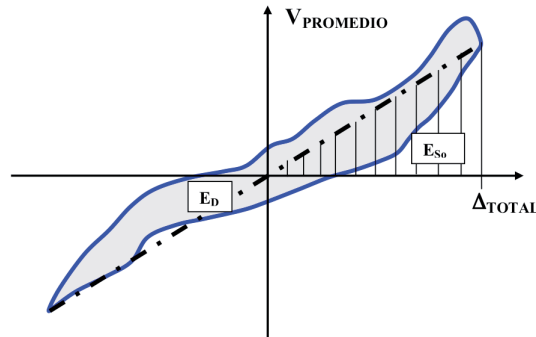


Fig. 24. Amortiguamiento viscoso equivalente.

$$\xi_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{So}} = \frac{1}{4\pi} \frac{\text{Energía de ciclo}}{\text{Energía de deformación}} \quad (11)$$

En la ecuación 11 ED es la energía del ciclo de carga y ESo es la energía disipada elásticamente.

El amortiguamiento viscoso equivalente también es un índice respecto a la acumulación del daño en el elemento; conforme se incrementa el agrietamiento, también lo hace el amortiguamiento. En las NTC-Sismo se asume un amortiguamiento viscoso equivalente de 0.05 para determinar los espectros de diseño, sin embargo, en el intervalo de las distorsiones de diseño se midieron experimentalmente amortiguamientos entre 0.1 y 0.2 (Fig. 25).

Los valores máximos en el amortiguamiento parecen muy altos, pero son consistentes con los resultados de pruebas de unión viga columna previamente desarrollados (Kuramoto, 2006).

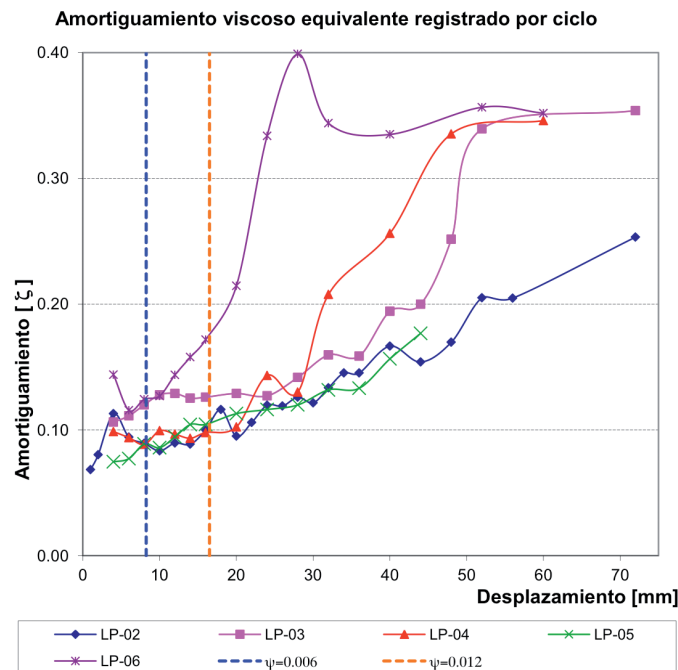


Fig. 25. Amortiguamiento viscoso equivalente.

Ductilidad

Para superar la incertidumbre en la definición del desplazamiento de fluencia, se emplea la siguiente definición. Se construye la gráfica que representa la envolvente de los ciclos de histéresis es decir, “Fuerza lateral” vs “Desplazamiento relativo” (Pan, 1989). La envolvente se idealiza como una con comportamiento elastoplástico. La pendiente inicial del comportamiento idealizado es secante y se determina uniendo el origen con el punto donde se tiene una carga lateral igual a dos terceras partes del cortante máximo registrado durante la prueba (V_{prueba}). La porción plástica idealizada de la gráfica pasa por la carga máxima y llega hasta el desplazamiento de falla que se define como el asociado a una disminución del 20% de la resistencia máxima registrada. La construcción de la gráfica idealizada puede verse en la Fig. 26.

La ductilidad en la conexión, puede determinarse como el desplazamiento último dividido por el desplazamiento de fluencia (Ecuación 12).

$$\mu = \frac{\Delta_{u80}}{\Delta_y} \quad (12)$$

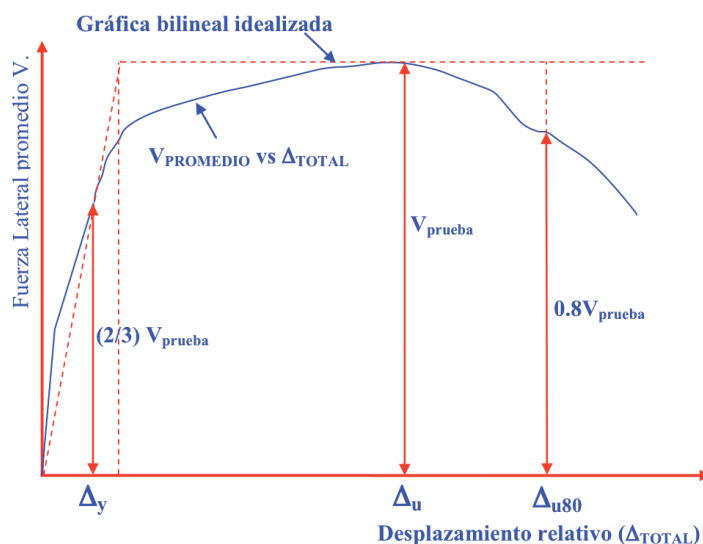


Fig. 26. Comportamiento elastoplástico idealizado.

Cuando se observan las curvas de las gráficas 18 y 19, puede apreciarse que aunque las estructuras son simétricas, las curvas “Carga lateral” vs. “Distorsión” no lo son. Por tanto para determinar la ductilidad en la conexión, se calcula empleando los cuadrantes 1 y 3 y se aplica el procedimiento propuesto (Pan, 1989). Los resultados se muestran en la Tabla 5. En la columna de ductilidad asociada el comportamiento promedio, se tiene que la ductilidad calculada en esta forma está entre 3.4 y 4.5. Tradicionalmente se asocia un comportamiento frágil o poco dúctil a la conexión de columna-losa, pero en el caso de las losas postensadas ensayadas se demuestra lo contrario.

Tabla 5. Ductilidad

Ubicación	Esp.	Δ_y (mm)	Δ_u (mm)	Δ_{u80} (mm)	μ	V_y (t)	V_u (t)	V_{u80} (t)
Cuadrante 3	LP 02	-17.7	-48.4	-67.4	3.8	-2.578	-3.867	-3.094
	LP 03	-19.4	-51.6	-84.8	4.4	-1.766	-2.649	-2.119
	LP 04	-18.3	-47.1	-61.3	3.3	-2.221	-3.331	-2.665
	LP 05	-17.3	-53.6	-89.0	5.1	-2.893	-4.340	-3.472
	LP 06	-11.4	-31.1	-52.1	4.6	-2.190	-3.285	-2.628
Cuadrante 1	LP 02	23.0	59.2	117.0	5.1	2.299	3.448	2.758
	LP 03	30.5	50.6	73.0	2.4	1.556	2.333	1.867
	LP 04	16.6	41.3	66.1	4.0	1.935	2.903	2.322
	LP 05	22.8	58.5	85.5	3.7	2.747	4.120	3.296
	LP 06	12.8	25.4	43.9	3.4	1.724	2.586	2.069
Promedio	LP 02	23.0	59.2	117.0	4.5	2.299	3.448	2.758
	LP 03	30.5	50.6	73.0	3.4	1.556	2.333	1.867
	LP 04	16.6	41.3	66.1	3.7	1.935	2.903	2.322
	LP 05	22.8	58.5	85.5	4.4	2.747	4.120	3.296
	LP 06	12.8	25.4	43.9	4.0	1.724	2.586	2.069

Δ_y desplazamiento de fluencia.

Δ_u desplazamiento asociado a la fuerza córtate máxima.

Δ_{u80} desplazamiento asociado a una pérdida de 20% de la resistencia.

μ ductilidad.

V_y fuerza cortante de fluencia.

V_u fuerza cortante máxima.

V_{u80} fuerza cortante asociada a una pérdida del 20% en resistencia.

Agrietamiento

En la Fig. 27 se muestra el patrón de agrietamiento al final de las pruebas. Son vistas tridimensionales de los especímenes vistos desde abajo. En las figuras se dibujan las grietas con tres colores, el color negro representa las grietas durante la aplicación de la carga axial, el color azul, los ciclos de jale y el rojo, los ciclos de empuje (definidos en la Fig. 14). Puede apreciarse que en la columna prácticamente no se tiene daño apreciable.

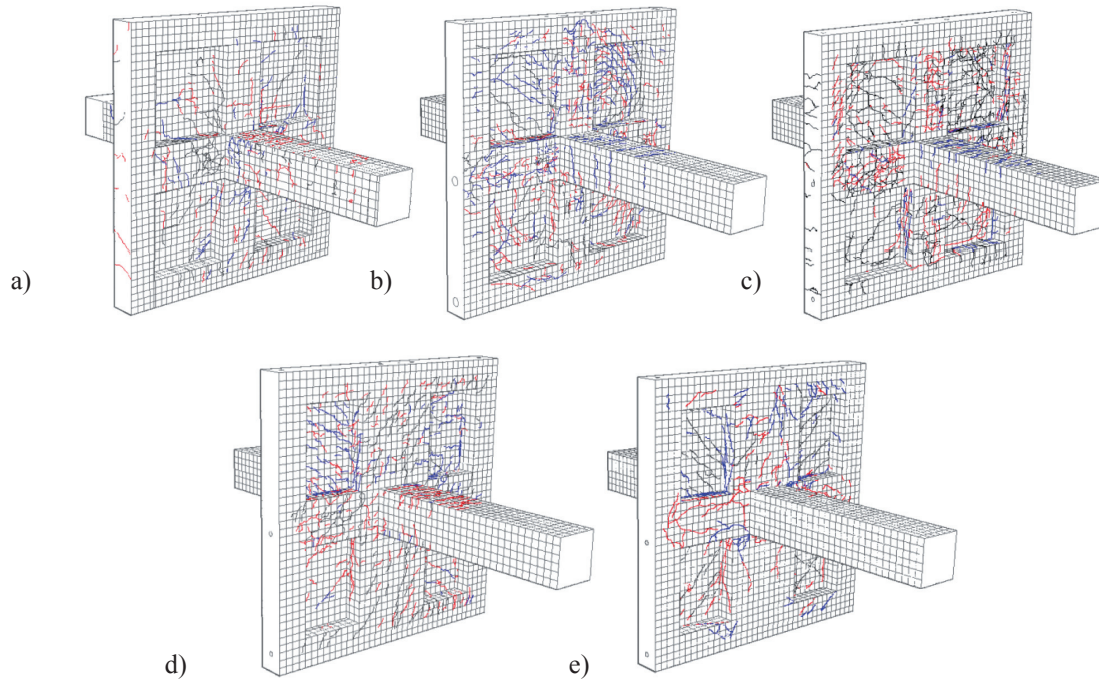


Fig. 27. Agrietamiento al final de la prueba en especímenes: a) LP-02, b) LP-03, c) LP-04 d) LP-05 e) LP-06.

Deformaciones en el acero de refuerzo

En la Fig. 28, se muestra una gráfica donde se establece una relación entre la fuerza lateral aplicada a la conexión con la deformación unitaria medida en el refuerzo por cortante para el espécimen 4. De manera similar se pueden graficar las deformaciones unitarias en el acero de refuerzo por flexión y en la superficie del concreto.

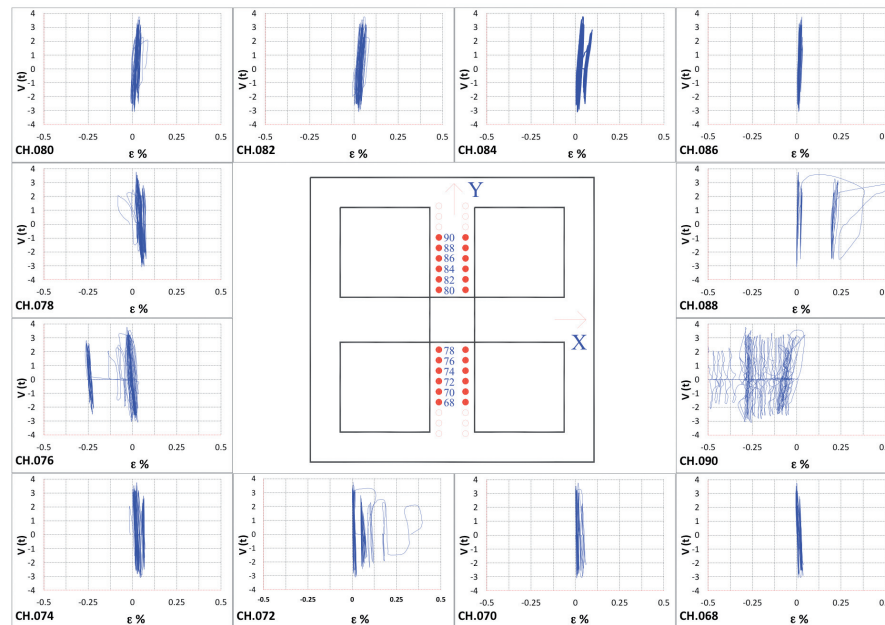


Fig. 28. Carga lateral vs. deformación unitaria en el refuerzo por cortante, espécimen LP-04.

Resumen del comportamiento observado

En la Tabla 6 se muestran de forma resumida los parámetros más importantes estudiados. El tipo de falla que predominó en las pruebas fue la de penetración por cortante. La distorsión asociada a la falla se encuentra en el orden del 2%

Tabla 6. Distorsión de falla asociado a la relación V_u/V_{cR}					
Espécimen	Refuerzo	V_u/V_{cR} (ACI)n	V_u/V_{cR} (NTC)	Δ	Falla
LP02	Estribos	0.50	0.78	0.0202	Penetración
LP03	Pernos	0.52	0.86	0.0260	Penetración
LP04	Pernos	0.64	1.00	0.0230	Penetración
LP05	Pernos	0.49	0.82	0.0297	Flexión
LP06	Pernos	0.76	1.30	0.0182	Penetración

Los resultados experimentales se muestran en la gráfica distorsión última vs carga aplicada normalizada (Joint ACI-ASCE, 2010), (Fig. 29). Los resultados de los cinco especímenes se muestran en la gráfica, junto con otros resultados encontrados en la literatura. Cada uno de los resultados de este estudio se muestra dos veces debido a que la resistencia del concreto V_{cR} se calculó mediante dos métodos; el de las NTC-Concreto 2004 en donde no se toma en cuenta la presencia del presfuerzo y el del ACI318-2011 donde la presencia del presfuerzo se toma explícitamente, e incrementa el esfuerzo cortante resistente del concreto.

Los resultados en el caso de las losas aligeradas están por debajo de los resultados de las placas planas macizas reportados por otros autores (Joint ACI-ASCE, 2010) debido a que alrededor de la columna hay menos material.

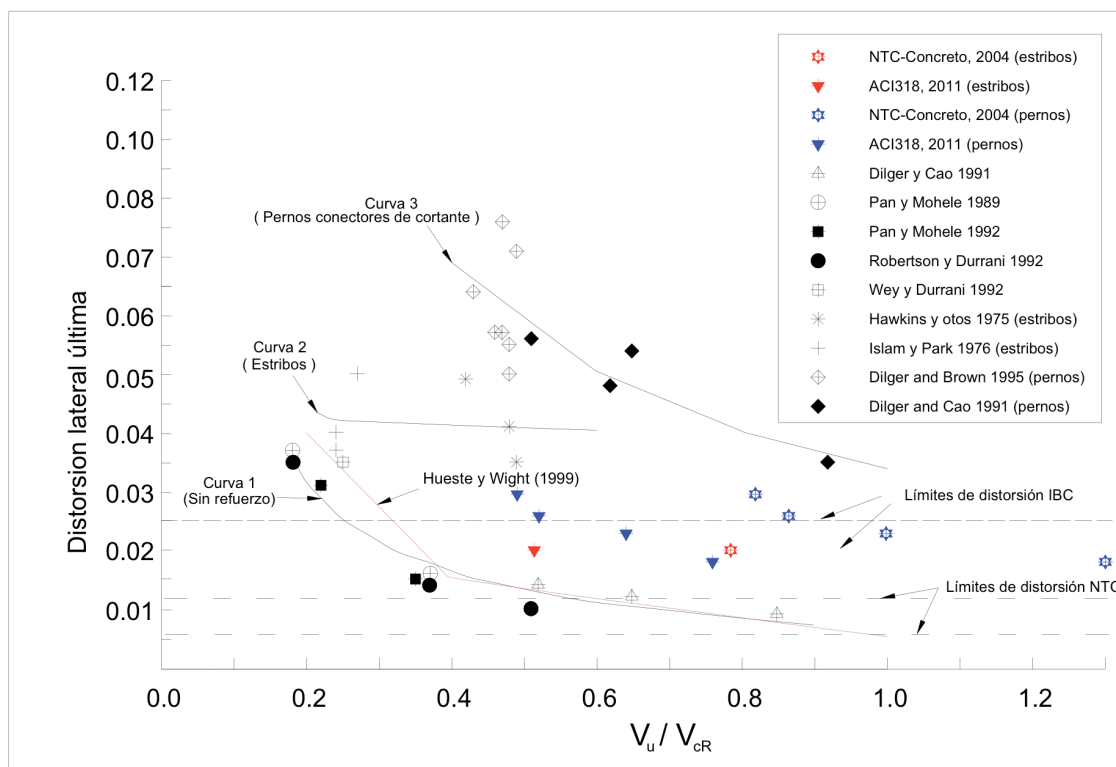


Fig. 29. Efecto de la carga axial en la distorsión última.

CONCLUSIONES

Se realizaron ensayos en cinco especímenes que representaban las conexiones entre columnas de concreto reforzado y losas planas postensadas aligeradas. Cuatro de estos especímenes fallaron en cortante por penetración y uno en flexión.

Aunque la falla en cortante por penetración se considera generalmente de tipo frágil, los especímenes que fallaron de esta forma desarrollaron deformaciones importantes antes de la falla. Las ductilidades alcanzadas, usando la definición planteada por Pan, estuvieron entre 3.4 y 4.5. Las distorsiones de entre piso al momento de la falla correspondieron a valores entre 0.018 y 0.026, significativamente mayores a las permitidas en la reglamentación de México que están comprendidas entre 0.006 y 0.012. La ductilidad y la distorsión de entrepiso del espécimen que falló en flexión fueron todavía mayores.

Se estudiaron dos tipos de refuerzo por cortante, estribos y pernos conectores. Ambos se comportaron satisfactoriamente. Los pernos conectores tienen ventajas constructivas, pero tienen la desventaja de no restringir adecuadamente el acero de compresión de las nervaduras.

Se determinaron valores de las rigideces de las conexiones, de la degradación de rigidez bajo ciclos repetidos de carga, de la energía histerética disipada y del amortiguamiento viscoso de las conexiones. Estos parámetros son importantes para fines de diseño. La disipación de energía resultó baja en comparación con otro tipo de conexiones debido a que los ciclos de histéresis presentaron el fenómeno de adelgazamiento alrededor del origen (*pinching*).

Se compararon los resultados de este estudio con los de otras investigaciones reportadas en la literatura. Esta comparación puede verse en la Fig. 29. Las distorsiones laterales últimas de los especímenes de este estudio son, en general, menores a las obtenidas por otros autores para valores similares de la relación V_u/V_{CR} . Esto se atribuye a que las losas de este estudio son aligeradas y su zona maciza es menor a las de las otras investigaciones.

Los resultados aquí obtenidos pueden ser útiles para revisar las disposiciones reglamentarias referentes a estructuras a base de losas planas postensadas, especialmente las referentes a su ductilidad.

REFERENCIAS

1. Aalami, B. O., "Structural modeling of post-tensioned members," en *ASCE Structural Journal*, febrero, pp. 157-162, 2000.
2. ACI Committee 318, "Building code requirements for structural concrete", ACI, Farmington Hills, Mi. USA, 2011.
3. Chopra A. K., "Dynamics of structures", Prentice Hall, USA, pp. 98-105, 2000.
4. Cortina, P., Comunicación personal, México, 2006.
5. Englekirk, R., Comunicación personal, en el 2º Encuentro Latinoamericano de Estructuras Prefabricadas, octubre de 2006, Veracruz, México, 2006.
6. Ghali, A., "Seismic-resistant joints of interior columns with prestressed slabs", en *ACI Journal*, sep.-oct., pp. 710-719, 2006.
7. Joint ACI-ASCE Committee 421, "Seismic design of punching shear reinforcement in flat plates (ACI 421.2R-10)" American Concrete Institute, Farmington Hill, Mich., 26 pp., 2010.
8. Kang THK, "Shake Table Tests and Analytical Studies of Reinforced Concrete Flat Plate Frames and Post-Tensioned Flat Plate Frames." PhD Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Los Angeles, 2004.
9. International Code Council, "International Building Code" ICC, Washington, DC. USA, 2006.
10. Kuramoto, H.; Nishiyama I., "Equivalent damping factor of composite RCS frames", ACI, Farmington Hills, Mi. USA. SP196-06 pp. 109-124, 2000.
11. Lin, T. Y., "Load-balancing method for design and analysis of prestressed concrete structures", en *Journal of the American Concrete Institute*, jun. Pp. 719-742, 1963.
12. Loera P. S., "Análisis bajo carga vertical de losas planas con capiteles y ábacos", en *Series del Instituto de Ingeniería de la UNAM*, núm. 620, 2000.
13. Loera P. S., "Ancho equivalente de losas planas con capiteles y ábacos ante fuerzas laterales", en *Series del Instituto de Ingeniería de la UNAM*, núm. 622, 2001.
14. Megally, S. and Ghali, A., "Seismic behaviour of slab-column connections" *Canadian Journal of Structural Engineering*, vol. 27, enero, pp. 84-100, 2000.
15. Naaman, A. E., *Prestressed concrete analysis and design*, segunda edición, Techno Press 3000, pp 620-730, 2004.
16. "Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de concreto", en *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, sexta época, tomo I, núm. 356, México, 25 de marzo de 1996.

17. “Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de concreto”, en *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, décima cuarta época, tomo I, núm. 103-Bis, México, 6 de octubre de 2004.
18. “Normas técnicas complementarias para el diseño por sismo”, en *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, décima cuarta época, tomo II, núm. 103-Bis, México, 6 de octubre de 2004.
19. “Normas técnicas complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones”, en *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, décima cuarta época, tomo II, núm. 103-Bis, México, 6 de octubre de 2004.
20. Pan, A.; Moehle, L.P., “Lateral displacement ductility of reinforced concrete flat-slabs”, en *ACI Structural Journal*, vol. 86, núm. 3, may-june 1989, pp. 250-258.
21. Simón, R., Comunicación personal, México, 2006.