



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Facultad de Ingeniería

283

180

"UNIONES TRABE-COLUMNA DE EDIFICIOS DE  
CONCRETO REFORZADO SOMETIDAS A SISMO"

T E S I S

Que para obtener el título de:

INGENIERO CIVIL

P r e s e n t a :

Héctor Aureliano Sánchez Sánchez

México, D. F.

1984



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

## I N D I C E

I.	Introducción	1
II.	Resumen de diversos artículos sobre el comportamiento, análisis y diseño de uniones trabe-columna de edificios de concreto reforzado sometidas a sismo	3
II.1	Resistencia sísmica de juntas viga-columna de concreto reforzado	4
II.2	Resistencia sísmica de marcos de concreto con acero grado 60	14
II.3	Comportamiento cíclico de juntas exteriores viga-columna de concreto reforzado	21
II.4	Un estudio de los ganchos de varillas ancladas en juntas viga-columna de concreto	30
II.5	Recomendaciones para el diseño de juntas viga-columna en estructuras monolíticas de concreto reforzado	40
II.6	Juntas viga-columna bajo lentas inversiones de carga	52
II.7	Resistencia y ductilidad de juntas viga-columna coladas en sitio	60
II.8	Juntas viga-columna de concreto reforzado por carga sísmica	75
II.9	Comportamiento sísmico de subconjuntos interiores viga-columna de concreto reforzado	85
II.10	Juntas exteriores viga-columna de marcos de concreto reforzado	108
II.11	Diseño sísmico de conexiones entre losas planas reticulares y columnas.	116

III.	Análisis crítico de los artículos anteriores y conclusiones sobre las variables más importantes en este problema y la forma de controlarlas	128
IV.	Reconocimientos	151
V.	Referencias	152
	Tablas	155
	Figuras	170

## I. INTRODUCCION

La construcción de edificios altos, estructurados a base de marcos de concreto reforzado, ha aumentado en los últimos años, siguiendo las recomendaciones de códigos y reglamentos establecidos. Sin embargo, al reforzamiento de vigas, columnas y losas respectivamente, se le ha dado mayor énfasis que al comportamiento, análisis y diseño de las conexiones vi  
ga-columna.

Para la ingeniería estructural, los sismos sirven como agentes comprobatorios de las fallas y defector en los edificios con las condiciones arriba mencionadas; y son, precisamente, estos fenómenos los que han permitido detectar la importancia del comportamiento de conexiones viga-columna ante cargas laterales.

Los movimientos sísmicos que someten a los edificios altos, construi  
dos a base de marcos rígidos de concreto reforzado, inducen grandes fuerzas laterales y desplazamientos previstos de manera limitada de acuerdo a las recomendaciones de códigos y reglamentos de diseño sísmico. Por lo tanto, las estructuras deben resistir cargas laterales moderadas, sin pre  
sentar daños sobre la misma estructura, así como soportar sismos severos que provoquen deformaciones más allá del límite elástico, sin llegar al colapso.

No obstante, para satisfacer estas prioridades, es necesario que los marcos sean capaces de absorber y disipar gran cantidad de energía a través de grandes, pero controlables deformaciones inelásticas.

Para evitar que los edificios sufran pérdidas de resistencia, de duc  
tilidad, de rigidez y de capacidad de disipación de energía, se hace nece  
sario un diseño adecuado de la junta. Este diseño cubre una serie de aspectos, como: el confinamiento, por medio de estribos, de la junta, la di

mención de ésta, el anclaje del refuerzo longitudinal y la magnitud de la carga axial en el tipo de conexión de la cual se está tratando. Estos aspectos se mencionan por ser los más representativos; sin embargo, existen otros mecanismos que también deben tomarse en cuenta al calcular una estructura de concreto.

Lo anterior, no es más que un panorama general del problema abordado con mayor detalle en esta tesis.

El propósito de este trabajo ha sido llegar a comprender y detectar los problemas que presenta la unión viga-columna en un edificio de concreto reforzado sometido a sismos, aunado a esto también se hace referencia al problema de conexiones losa plana aligerada-columna.

El desarrollo de esta investigación, comprende una revisión crítica de la literatura existente respecto al tema, así como una comparación sistemática de los conceptos vertidos en cada trabajo analizado. Con ello se intenta exponer, a través de los comentarios, los alcances y limitaciones, que hasta el momento las investigaciones han logrado.

La utilidad de esta tesis, sería de un instrumento o guía para todo aquel interesado en estudiar a fondo el problema de las conexiones viga-columna en estructuras de concreto, dominadas por cargas laterales.

## II. RESUMEN DE DIVERSOS ARTICULOS SOBRE EL COMPORTAMIENTO, ANALISIS Y DISEÑO DE UNIONES TRABE-COLUMNA DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO, SOMETIDOS A SISMOS.

En esta segunda parte se hace una recopilación de los trabajos realizados sobre el comportamiento de conexiones viga-columna sometidas a sismos, así como se menciona, de manera general, el comportamiento de las uniones losa-plana reticular y columnas.

El orden de estos artículos, se estableció con base a un índice cronológico, que permitió observar, a través de los últimos quince años, los problemas estructurales, en edificios de concreto reforzado, ocasionados por fuertes movimientos sísmicos. Así mismo, con esta revisión bibliográfica se logró detectar el constante cambio de los reglamentos de construcción.

El trabajo de revisión y selección de textos, fue extenso; sin embargo, se encontró una serie de artículos cuyo contenido era repetitivo. Por tal razón, lo que aquí se muestra es un compendio de las investigaciones más relevantes, que a su vez puedan aportar elementos nuevos y esenciales para continuar el estudio de este tipo de fenómenos registrados en el trabajo estructural.

## II.1. RESISTENCIA SISMICA DE JUNTAS VIGA COLUMNA DE CONCRETO REFORZADO

POR NORMAN W. HANSON Y HAROLD W. CONNOR. REF. (1)

Esta investigación se realizó con escasa información sobre las uniones viga columna de concreto reforzado.

Al reproducir las condiciones reales de un edificio sometido a sismos de consideración, el propósito de dicho estudio fue determinar el refuerzo necesario en la junta, para asegurar la resistencia última de las vigas y columnas coladas en sitio, las cuales se encontraban sujetas a múltiples inversiones de carga de gran magnitud.

Para realizar las pruebas, Hanson y Connor tomaron en cuenta las siguientes recomendaciones.

- a. El refuerzo transversal o de cortante debe proporcionar una resistencia mayor, que para flexión;
- b. Limitaciones en la cantidad de acero de refuerzo a tensión, como a compresión, para garantizar una adecuada ductilidad y capacidad de absorción de energía;
- c. Confinamiento de concreto por medio de estribos o espirales en secciones críticas, tales como las conexiones viga columna, para aumentar la ductilidad de columnas bajo flexocompresión;
- d. Atención especial a los detalles, tales como: traslape de refuerzo, evitar secciones débiles que resultarían de la flexión o del anclaje de todas las varillas en la misma sección.

Para determinar el modelo de prueba se hicieron las consideraciones que a continuación se describen:

La respuesta de un edificio de varios niveles a las deformaciones

dinámicas causadas por un sismo constituye un fenómeno complejo; sin embargo, la aproximación usada por los Códigos comunes reduce el diseño a un modelo pseudo-equivalente de cargas laterales estáticas, para el análisis elástico de marcos.

Empero, un diseño seguro debe permitir desplazamientos horizontales o deflexiones relativas grandes, sin provocar fallas.

Tomando en cuenta lo anterior, se consideró un entrepiso de una estructura alta y se supuso que a una distancia  $h/2$  se formaría un punto de inflexión en las columnas, como se muestra en la fig. II.1.1; donde  $\Delta H$ =desplazamiento horizontal, producido por la fuerza horizontal  $H$ . Asimismo se estimó que  $h=L/2$ , por lo tanto:  $\Delta V=\Delta H$ . Esta relación simplificó los requerimientos, para los instrumentos hidráulicos de prueba. La fig. II.1.1. muestra las cargas aplicadas a la unión trabe-columna, donde  $N$  es la carga axial, y  $F$  es la fuerza reversible, para simular las cargas sísmicas.

Aún cuando las fuerzas sísmicas son de carácter dinámico, las vibraciones son relativamente lentas; consecuentemente parece conservador usar cargas lentas como base para pruebas sísmicas en conexiones viga-columna.

Las referencias consultadas para llevar a cabo esta investigación indicaron que el efecto de inversiones de carga en edificios, no era generalmente crítico en secciones de vigas y columnas alejadas de las juntas. Sin embargo, las juntas viga-columna pueden ser afectadas significativamente.

El programa de cargas escogido para realizar este trabajo, tuvo el propósito de representar los efectos de sismos mayores. La fig. II.1.2 representa los ciclos de carga. El primer ciclo representa un comportamiento elástico, el cual provoca una rotación en el mismo rango, en la conexión. Los ciclos 2 y 3 representan movimientos mayores, y los 4, 5

y 6 establecen las rigidez de la estructura bajo fuerzas, muy por encima de las cargas de trabajo, pero menores a las cargas últimas. Los ciclos 1, 4, 5 y 6 son elásticos, al 75% del límite de fluencia.

Las variables que se consideraron en la prueba fueron:

- a. Las dimensiones de la sección transversal de la columna;
- b. La carga axial en la columna;
- c. La cantidad de refuerzo transversal en la junta.

Las cuales se tomaron con el objeto de observar el comportamiento de los detalles de refuerzo necesarios para asegurar la ductilidad de la junta durante repetidos ciclos de carga.

En la tabla II.1.1 se muestran las dimensiones, resistencia nominal del concreto y del acero utilizados para el diseño de los elementos de la conexión.

El reglamento utilizado para el diseño de los miembros de junta viga-columna fue el (ACI 318-63).

De la tabla II.1.2 se observa que: la columna 1 fue diseñada para representar las columnas en los pisos más bajos de un edificio; la columna 2 fue diseñada para representar columnas que se encuentran en los pisos más altos de los edificios y que además sus cargas axiales son casi cero.

Para el diseño de los estribos de confinamiento de la junta y cerca de ella, se basaron en el concepto de un confinamiento completo, para asegurar su ductilidad.

El confinamiento pleno se define como la cantidad de refuerzo transversal requerido para desarrollar la capacidad original de la columna después de que el recubrimiento se haya removido, a consecuencia de las inversiones de carga.

Para reproducir las condiciones reales, las uniones fueron coladas en 3 etapas formandose así 2 juntas frías, como las que se presentan en la construcción.

La prueba en cada unión se desarrolló aplicando la carga  $F$  en el extremo de la viga, en ambas direcciones, simulando un sismo, y una carga axial  $N$  aplicada en la columna, como se muestra en la fig. II.1.1.c. El tiempo requerido por ciclo completo fue de 12 a 15 minutos.

En esta prueba no se tomó en cuenta la carga gravitacional en la viga, sólo se limitaron a la carga sísmica.

En la tabla II.1.2 se muestran los resultados de las 7 uniones viga-columna probadas en esta investigación.

De las curvas histeréticas momento rotación del ejemplar I se observó que en el primer ciclo se alcanzó un 75% del momento de fluencia calculado en ambas direcciones; la carga para el momento de fluencia total se alcanzó en el ciclo 2 de carga con la ductilidad prescrita; en este ciclo tanto las varillas del lecho superior como inferior alcanzaron el esfuerzo de fluencia produciendo factores de ductilidad de 2.5 y 5 respectivamente; en este ciclo en que se alcanzó la fluencia, se produjo una relación  $M-\theta$  curvilínea con un aparente deterioro en la rigidez, la cual es consecuencia del efecto Bauschinger que causó la primer inversión de carga para generar una curva momento rotación que no fue lineal. Subsecuentemente conforme se fueron aplicando los ciclos de carga, se observó un incremento en la rotación y un deterioro de la junta viga-columna. Solo se presentó el efecto Bauschinger en ciclos inelásticos.

Otro factor importante que los investigadores tomaron en cuenta fue, el agrietamiento en la región de la junta, definiéndolo de la siguiente manera:

El agrietamiento no afecta la resistencia o la ductilidad de la jun

tas bien diseñadas; pero para las juntas diseñadas inadecuadamente puede causar daños de consideración.

Lo anterior se observó en las uniones probadas tales como:

Los ejemplares I y IA diseñados convenientemente, que no se afectaron en el primer ciclo inelástico de cargas, observándose grietas muy finas en la zona de articulación plástica y en la región de la junta; los siguientes 3 ciclos inelásticos no causaron un deterioro significativo, y los 2 ciclos que representaron el segundo sismo provocaron agrietamientos diagonales en el área de junta pero sin llegar al colapso. Sin embargo, en los ejemplares III y IV, con columnas pequeñas en las cuales se formaron las articulaciones plásticas, la junta sufrió daños visibles de importancia.

Al final del primer ciclo inelástico de cargas la conexión viga columna presentó grietas de consideración, el daño aumentó progresivamente durante los restantes ciclos inelásticos.

Respecto al espécimen V, el cual no tuvo estribos de confinamiento en la región de la junta, se observó que hubo un mayor deterioro en la ductilidad y la resistencia, que en los demás ejemplares de prueba.

Con relación al comportamiento del acero de refuerzo de las vigas y columnas se observó: que el refuerzo en las columnas bajo carga axial tuvo una distribución de esfuerzos casi uniforme, en cambio la distribución de esfuerzos en las vigas fue diferente ante las inversiones de carga que fueron aplicadas en su extremo.

Cuando se aplicó la carga axial  $N$  a la columna, el acero de refuerzo de la viga anclado en esta desarrolló esfuerzos de compresión considerables. Al aplicar la carga  $F$  hacia abajo las varillas del lecho superior de la viga alcanzaron el esfuerzo de fluencia en la cara de la columna durante los ciclos inelásticos de carga, este esfuerzo de fluencia

a la tensión fue transferido al concreto en el área de la junta por medio de la adherencia en toda la longitud de anclaje en el empotramiento. Para el caso de las varillas del lecho inferior ocurrió algo similar, pero la longitud de anclaje fue menor.

Estribos de confinamiento. Este punto fue el de principal interés en esta investigación. Se encontró que los estribos de confinamiento mejoraron la resistencia de la junta a expandirse bajo múltiples inversiones de carga aplicadas a la viga, también la resistencia a la tensión diagonal en la junta aumentó.

Los estribos mostraron una considerable interdependencia en los dos efectos, que son:

- a. Abultamiento de la junta.
- b. Tensión diagonal.

Los esfuerzos de los estribos de confinamiento en la junta bajo carga axial en los lados y parte posterior de la columna fueron los mismos, pero esta relación inicial desapareció durante los ciclos iniciales de carga en la viga, sin embargo, al final de la prueba existió poca diferencia. Por lo tanto los esfuerzos causados por la carga  $F$  en la viga fueron más significativos que los causados por la carga axial  $N$ . La fuerza cortante transmitida a la junta debido a la fuerza de tensión de las varillas de refuerzo de la viga, fue la causa principal de los altos esfuerzos registrados en los estribos.

Por lo tanto el criterio de diseño debe ser por tensión diagonal, la cual es provocada por la fuerza cortante de la junta.

La carga  $F$  aplicada en el extremo de la viga provocó deflexiones; para analizar esta deflexión los autores supusieron 3 componentes básicas que contribuyeron a esta, y que son:

- a. Deformación elástica de la viga y la columna.

- b. Rotación en la articulación de la viga.
- c. Distorsión de la junta por cortante.

La componente (a), fue calculada suponiendo la sección agrietada de la viga y la sección no agrietada de la columna. Se designaron dos zonas de articulación plástica en la viga como se muestra en la fig. II.1.3 (b), la primera zona se ubicó a una distancia  $h/2$  de la cara de la columna donde se presenta el momento máximo hacia la viga, la segunda articulación identifica la deflexión resultante de las deformaciones en las segundas 10 pulg. (25.4 cm.), a lo largo de la viga.

La distorsión de la junta fue medida por la elongación de la diagonal de la junta o por el desplazamiento tangencial de la columna.

La comparación de las deflexiones debidas a las articulaciones 1 y 2 proporcionaron información sobre la longitud de la articulación plástica. Suponiendo que las articulaciones 1 y 2 absorben toda la acción de la articulación plástica de la viga, la articulación 1 proporcionó un 88% del giro total y la articulación 2 sólo aportó el 12%. De las uniones viga-columna probadas se observó que la contribución de la articulación total media a la deflexión, fue cerca del 30% al 60%, de la que ocurre durante el rango de fluencia y que fue aportado por la articulación en las primeras 10 pulg., el resto fue proporcionado por la distorsión de la junta. Basándose en estas observaciones la mayor parte de la rotación ocurrió en la zona primaria de la articulación plástica  $h/2$ , como se muestra en la fig. II.1.4.

Un comentario determinante se derivó de la longitud de anclaje. Las varillas del lecho superior de la viga dentro de la columna, desarrollaron el esfuerzo de fluencia, pero la distribución de esfuerzos no fue lineal dentro de la longitud de anclaje. Sin embargo la tendencia general fue desarrollar el esfuerzo de fluencia por completo a lo largo del anclaje proporcionado. Aún cuando la zona de fluencia del acero penetró

dentro de la columna en alguna de las pruebas, las varillas no perdieron adherencia. Por lo tanto concluyeron que la formula del A.C.I. (ACI 318-63 secc. 1801 ec. 18.1), usada para calcular el esfuerzo máximo de adherencia era adecuada para el diseño de estructuras de concreto reforzado sometidas a sismos.

Existen dos fuerzas principales que actúan en la junta las cuales son:

- a. Cortante horizontal.
- b. Compresión vertical.

La fuerza cortante horizontal es debida a la fuerza de tensión del acero de refuerzo de la viga ( $f_y A_s$ ), y el cortante horizontal externo de la columna ( $H$ ), como se muestra en la fig. II.1.5. La ecuación de la fuerza cortante en la junta se expresa como:

$$V = f_y A_s - H \quad (\text{II.1.1})$$

La ecuación de momentos que actúan en la sección de la junta es

$$(f_y A_s) j d = (H) h \quad (\text{II.1.2})$$

La fuerza cortante resistida por los miembros sujetos a carga axial, según el ACI (ACI 318-63, secc. 1701(e)), no será mayor de

$$V_c = 3.5 b d \phi \sqrt{f'_c (1 + 0.002 N / A_g)} \quad (\text{II.1.3})$$

Para columnas con una carga axial reducida, la fuerza cortante esta ba regida por el ACI (ACI 318-63, ecs. 17-2 y 17-3)

$$V_c = b d \phi \left[ 1.9 \sqrt{f'_c} + 2500 \frac{p V d}{M - N \frac{(4t-d)}{8}} \right] \quad (\text{II.1.4})$$

Por lo tanto el refuerzo por cortante es la diferencia entre la

fuerza cortante total y la resistida por las ecuaciones II.1.3 o II.1.4

$$A_v = \frac{s(V-V_c)}{\phi f'_{yhd}} \quad (II.1.5)$$

Se observó que el momento en la junta con una resistencia reducida de cortante, provocó un deterioro rápido. Ocurrió lo contrario con las juntas que tuvieron una mayor resistencia a la fuerza cortante, las cuales desarrollaron el momento último calculado, y continuaron manteniendo su resistencia ante repetidas inversiones de carga.

La conexión viga-columna V la cual no tuvo estribos de confinamiento en la región de la junta, mostró una deficiencia para poder desarrollar la capacidad última de los miembros estructurales de la unión aislada. Sin embargo, para la conexión V-A que no tuvo estribos, pero en la cual el confinamiento fue proporcionado por tramos de vigas transversales en la región de la junta, este tipo de confinamiento resistió severas fuerzas sísmicas sin que se hubiera observado algún deterioro de importancia.

#### LAS CONCLUSIONES DE ESTA INVESTIGACION FUERON LAS SIGUIENTES:

Los marcos de concreto reforzado, colados en sitio, diseñados y detallados adecuadamente pueden resistir sismos moderados sin daño, sismos severos sin pérdida de resistencia. La ductilidad del acero de refuerzo proporciona una adecuada absorción de energía.

Para poder proporcionar marcos dúctiles es necesario poner una atención especial en las conexiones viga-columna.

a. Se requieren estribos de confinamiento para las uniones viga-columna (aisladas, no confinadas), el procedimiento de diseño de estribos dirigido a proporcionar un confinamiento adecuado y resistencia al cortante, dará diseños seguros.

b. Las juntas de esquina se consideran para diseño como juntas no confinadas, requiriendo por esta razón estribos de confinamiento, debido que al estado del arte en que se encontraban estas juntas.

c. Las juntas exteriores que estén confinadas cuando menos en tres lados por vigas o secciones transversales de vigas, no requerirán estribos de confinamiento, pero deberán satisfacer los requisitos del ACI 318-63.

d. La ductilidad acumulativa de una unión viga-columna de prueba proporcionó una medida de la capacidad de una estructura para resistir una deformación sísmica. Las juntas bien diseñadas sostuvieron altos valores de ductilidad acumulativa, mientras mantuvieron su resistencia; la falta de una cantidad importante de estribos de confinamiento, redujo la ductilidad.

## II.2. RESISTENCIA SISMICA DE MARCOS DE CONCRETO CON ACERO DE REFUERZO GRADO 60

POR NORMAN W. HANSON. REF. (2)

En esta investigación se ensayaron 5 juntas viga-columna de concreto, con acero de refuerzo grado 60. El objetivo de la investigación fue demostrar que los marcos de concreto reforzado con acero grado 60, poseen una ductilidad adecuada para desarrollar la capacidad necesaria para evitar el colapso durante un sismo severo.

Las 5 uniones probadas fueron diseñadas a escala natural, cada junta representó diferentes ubicaciones de un marco, que forma parte de un edificio.

El programa de cargas aplicado a las juntas consistió de nueve ciclos de carga, de los cuales cinco de ellos estuvieron en el rango inelástico de carga; la lentitud de la aplicación de cargas en el extremo de las vigas fue escogida para simular dos sismos severos.

Las curvas momento rotación obtenidas de las pruebas indicaron que el acero de refuerzo grado 60, puede ser usado en estructuras que son diseñadas para desarrollar un comportamiento dúctil. El endurecimiento por deformación del refuerzo provocó un incremento continuo en los momentos flexionantes, este endurecimiento por deformación se desarrolló durante la formación de la articulación dúctil. Las juntas reforzadas con acero grado 60 tuvieron un incremento promedio del 22.6% comparado con un 10% obtenido anteriormente con las juntas reforzadas con acero grado 40. Las recomendaciones para el refuerzo a cortante de la junta, de acuerdo a las ecuaciones establecidas para el refuerzo grado 40, fueron utilizadas para el diseño del refuerzo grado 60. Sin embargo cuando uno de ejemplares de prueba requirió refuerzo mínimo a cortante, se observó la necesidad de una restricción mínima de refuerzo; consecuentemente se

recomendó que cuando se requiriera refuerzo por cortante en las juntas sometidas a sismos, el refuerzo por cortante mínimo no sería menor que el necesario para el 22% del cortante total de la junta.

Las mismas recomendaciones para el detalle del anclaje del acero de refuerzo grado 40 fueron usadas para el acero de refuerzo grado 60; se observó que el comportamiento fue satisfactorio, lo cual dio como consecuencia que la longitud de anclaje recomendada por el reglamento del ACI 318-63 fuera aceptable.

El refuerzo continuo de las juntas interiores a través de la junta no tuvo la adherencia necesaria, debido a que el ancho de la columna fue insuficiente para desarrollar un buen anclaje.

En la tabla II.2.1 se muestran las investigaciones previas efectuadas para este trabajo, a continuación se presentan las conclusiones de estas investigaciones.

AUTOR	CONCLUSIONES
Hanson y Connor ASCE (1967) ref. (1)	<p>Sus resultados concluyeron que un diseño adecuado y detallado de marcos de concreto reforzado, pueden resistir sismos moderados sin daño y sismos severos sin pérdida de resistencia. Observaron que los estribos de confinamiento dentro de la junta fueron necesarios para confinar el núcleo de concreto y para resistir fuerzas cortantes.</p> <p>Estos mismos autores realizaron pruebas adicionales; la investigación adicional consistió en 4 juntas viga-columna, dentro de las cuales se incluyó una junta interior, de la que se obtuvo resultados similares a los encontrados con acero de refuerzo grado 60.</p>

## AUTOR

## CONCLUSIONES

Hanson y Corley  
4ta. Conferencia  
Mundial. Santia  
go de Chile.

Los resultados de esta investigación fueron usados para el diseño de las juntas de prueba, aunque la resistencia del acero utilizado en las dos pruebas fue diferente no creó nuevos problemas.

Los 5 ejemplares reportados en esta investigación fueron comparados directamente con los ejemplares probados por Hanson y Connor, ref. (1), los cuales tuvieron un acero de refuerzo grado 40.

La diferencia principal entre los esfuerzos nominales de fluencia de los aceros, fue la longitud de la meseta de las curvas esfuerzo-deformación. La meseta corta es común en el acero grado 60, la cual provoca incrementos prematuros en el esfuerzo del acero durante la formación de las articulaciones.

En la tabla II.2.2 se muestran las dimensiones, resistencias nominales del concreto y del acero, de los elementos de la conexión.

Para reproducir las condiciones reales, las uniones fueron coladas en tres etapas formándose así 2 juntas frías, que usualmente se encuentran en las estructuras. El procedimiento de prueba para cada unión se efectuó aplicando la carga  $F$  en el extremo de las vigas en ambas direcciones simulando un sismo y un carga axial  $N$  en la columna; este procedimiento fue similar al usado en la ref. (1), ver fig. II.1.1.

Los resultados de la prueba fueron:

El modo de las curvas momento-rotación de cada ejemplar de prueba, se apartó considerablemente de las formas idealizadas del paralelogramo normalmente supuesto para una flexión elasto-plástica. La primera carga de fluencia en cada dirección produjo una forma aguda en las curvas momento-rotación. El comportamiento no lineal del concreto a compresión fue la causa principal para apartar de las líneas rectas la carga inicial, ver fig. II.2.2.

El efecto Bauschinger fue la causa principal de la redondez de las puntas agudas de las curvas histeréticas  $M-\phi$ .

El incremento gradual en la rigidez durante cada ciclo de carga fue provocado por el cerramiento de las grietas que se habían abierto en cargas previas. La fluencia a la compresión del acero o el deslizamiento en el anclaje, permitió el estrechamiento de las grietas y en consecuencia se produjo el incremento en la rigidez.

El anclaje falló a través de la columna en las juntas interiores (con dos vigas continuas), fig. II.2.1.a, sus curvas momento-rotación mostraron una línea horizontal cuando dicho anclaje fue casi nulo; estas líneas horizontales fueron provocadas por el deslizamiento de las varillas del lecho superior e inferior de la viga que pasan a través del ancho de la columna, esta tendencia de falla en el anclaje se presentó en los últimos ciclos de carga.

En la tabla II.2.3 se muestran los detalles y el comportamiento de los 5 ejemplares de prueba.

Compendio de los resultados de prueba.

Al comparar las juntas diseñadas con acero de refuerzo grado 40 ref. (1), con las juntas reforzadas con acero grado 60 probadas en esta investigación, se observó que los momentos flexionantes que se presentaron en las juntas con acero grado 40 tuvieron un incremento promedio del 10%, en comparación con el incremento que se presentó en las juntas con acero grado 60 que fue de un 25%, con incrementos máximos de un 18 y 41% respectivamente.

El endurecimiento por deformación ocurrió en uniones con un buen anclaje y en juntas rígidas; bajo estas condiciones las rotaciones requeridas en las vigas fueron suministradas por la deformación en la sección de la articulación plástica que se presenta a una distancia  $d/2$  de la ca

ra de la columna hacia la viga, en lugar de que se presente por el deslizamiento de las varillas.

El anclaje adecuado para los dos grados de acero fue logrado por una longitud apropiada de las varillas dentro de la junta, el anclaje mejoró cuando el refuerzo por cortante en la junta fue dispuesto para controlar:

- a. El cortante en la junta.
- b. Distorsión de la junta.
- c. El agrietamiento.

Las juntas interiores con el refuerzo de las vigas continuo a través de la columna, fallaron por anclaje; sin embargo, el anclaje fue rápidamente desarrollado en la trabe. Los estribos de la viga proporcionaron un anclaje total en todos los casos.

La pérdida de anclaje del refuerzo continuo de las vigas a través de la junta redujo en cierto modo la rigidez del marco pero no redujo la capacidad de momento.

El comportamiento de las juntas con diferentes grado de acero de refuerzo se observó comparando las curvas momento-rotación.

Al comparar el ejemplar 1 con acero grado 60, con el ejemplar 10 probado previamente (Segunda investigación preiva de Hanson y Connor), con acero grado 40 mostraron un diseño idéntico de la resistencia. El momento máximo se alcanzó en las dos uniones para todos los ciclos de carga y las curvas momento-rotación tuvieron la misma forma; el comportamiento de ambos ejemplares fue análogo.

La junta 2 fue comparada con la única junta interior con acero de refuerzo grado 40 (ejemplar 9), el comportamiento de las dos juntas fue diferente, debido a que el ejemplar 9 no fue reforzado transversalmente

en la región de la junta, esto provocó que las curvas momento-rotación se extendieran horizontalmente produciendo una pérdida excesiva en la rigidez y resistencia, por causa de una falla prematura del anclaje y la distorsión de la junta. La junta 2 reforzada con acero grado 60 y con el 50% de refuerzo transversal requerido se mantuvo durante todos los ciclos de carga sin pérdida de resistencia; esta prueba indicó que la adición de una pequeña cantidad de refuerzo transversal, redujo la distorsión de la junta por cortante.

La junta de esquina (ejemplar 3), fue comparado con el ejemplar 1 ref. (1), en ambos casos las curvas momento-rotación se mantuvieron muy juntas, indicando con esto un buen comportamiento de ellas.

La junta aislada (ejemplar 4), se comparó con la junta IA ref. (1), observándose que las juntas tuvieron un refuerzo mínimo a cortante. Las curvas momento-rotación indicaron una reducción gradual en la rigidez y resistencia.

Al ser analizadas la junta 5, con carga axial reducida y la junta 2 ref. (1), se observó que sus curvas momento rotación fueron muy similares, en cada caso las pruebas fueron completas, sin pérdida significativa de la resistencia.

El momento último de las vigas se cálculo con la ecuación (16-1) del ACI 318-63. La relación del momento calculado con el momento de prueba varió de un 4% a un 16%, como se muestra en la tabla II.2.3.

La capacidad a cortante de la junta fue calculada como la combinación de la capacidad a cortante del concreto más la capacidad a cortante resistida por los estribos.

$$V_c = 3.5 \text{ bd } \sqrt{f'_c} (1 + 0.002N/Ag) \quad (\text{II.2.1})$$

$$V_s = A_v f_y \frac{d}{s} \quad (\text{II.2.2})$$

$$V_u = V_c + V_s \quad (\text{II.2.3})$$

En la tabla II.2.3 se muestra la fuerza cortante calculada y la fuerza cortante registrada en la prueba; de la misma tabla se observa que la junta aislada (ejemplar 4), presentó un decremento en la resistencia a la fuerza cortante del 40%, esta falla no fue clara en el cálculo ya que el máximo cortante aplicado fue relativamente menor que los cortantes de las demás juntas. No obstante el hecho que esta junta haya tenido un refuerzo mínimo parece ser importante, el refuerzo proporcionado fue para el 22% del cortante total de la junta. Por lo tanto cuando las juntas necesiten ser reforzadas, se deberá proporcionar acero transversal mayor al correspondiente para el 22% del cortante total que se presente en la junta.

#### CONCLUSIONES

Se probaron 5 juntas viga-columna, las cuales representaron distintas juntas de un marco de concreto reforzado sometido a cargas sísmicas, para demostrar el comportamiento dúctil de los marcos de concreto diseñados con acero de refuerzo grado 60 (60 Kips/pulg.<sup>2</sup>, 4212.91 Kgs./cm.<sup>2</sup>).

### II.3. COMPORTAMIENTO CICLICO DE JUNTAS EXTERIORES VIGA COLUMNA DE CONCRETO REFORZADO

POR L. M. MEGGET. REF. (3)

Esta investigación se refiere al comportamiento experimental de juntas viga-columna de marcos de concreto reforzado, con carga axial reducida cuando están sujetas a altas intensidades de carga cíclica, tal como ocurre durante grandes sismos.

Particularmente este artículo se enfocó a la investigación del comportamiento de juntas exteriores de marcos de dos niveles. El comportamiento de la junta viga-columna cambió cuando se le agregó un tramo de viga a cada lado de la junta. La cantidad de acero de refuerzo fue la misma para las dos uniones de prueba. Ambas uniones se sujetaron al mismo programa de cargas cíclicas estáticas y se compararon las características experimentales de momento-curvatura de cada unión.

Se observó que en la unión con la intersección de las pequeñas vigas laterales, se presentó la articulación plástica en la viga principal, en comparación con la unión normal en la cual la articulación plástica se presentó en la región de la junta.

Para realizar este trabajo se basaron en informaciones tales como: ASCE, Universidad de Tokio e investigaciones previas hechas por el mismo autor (Megget L. M.).

En la tabla II.3.1 se muestran las investigaciones previas para llevar a cabo este trabajo.

La estructura escogida para realizar esta prueba, fue diseñada según los reglamentos de Nueva Zelanda, el reglamento de diseño de concreto reforzado y recomendaciones dadas por el MOV (Reglamento para marcos dúcti-

les de concreto reforzado de edificios públicos).

En la fig. II.3.1 se muestran las dimensiones y características del marco prototipo.

La estructura se situó en la zona sísmica A, en terreno firme; el módulo de elasticidad del concreto fue de  $E_c = 3 \times 10^6 \frac{\text{lb}}{\text{pulg}^2}$  (210645.0Kgs/cm<sup>2</sup>).

En la tabla II.3.2 se muestran la carga viva y la carga muerta que se usaron para el diseño de las juntas. El coeficiente sísmico fue de  $C = 0.16$ , para períodos  $T < 0.42$  seg. (NZSS 1900, CAP. 8, DEC. 1965).

Las cargas vivas se dividieron entre 3 para poder hacer el análisis sísmico estático, y utilizando las propiedades geométricas de las secciones gruesas para determinar momentos y cortantes.

El criterio que siguió L. M. Megget para el diseño de la unión viga-columna fue el de la columna fuerte y viga débil, según el reglamento MOV. Esto provocó que se formará una articulación plástica en las vigas, mientras que las columnas permanecieron teóricamente en un rango elástico; este mismo criterio de diseño fue seguido en la ref. (1).

En la tabla II.3.3 se muestran las dimensiones y refuerzo de los elementos de la junta, junto con los esfuerzos nominales del acero y concreto.

El refuerzo transversal proporcionado en la junta para llevarse todo el cortante se colocó #4#2 pulg. (5cm.). Si la junta hubiera estado confinada por los cuatro lados por vigas, el refuerzo requerido hubiera sido la mitad del que se colocó.

La longitud de anclaje de las varillas de la viga se tomó de la cara de la columna hacia la parte posterior de ella; esta longitud de anclaje

no fue efectiva durante inversiones de carga, ver fig. II.3.2.

La unión de prueba se tomó directamente del marco prototipo, fig. II.3.1; en las juntas viga-columna no se tomó en cuenta la losa maciza. Las dos uniones de prueba A y B tuvieron la misma cantidad de refuerzo principal y transversal excepto por tramos de viga adicionales de la unión B. Las dimensiones y refuerzo de las vigas transversales se muestran en la tabla II.3.4 y en la fig. II.3.4.

Las uniones fueron coladas en sitio, el cemento usado fue cemento portland tipo 1.

Al iniciar la prueba, se aplicó primero la carga axial  $P = 20$  ton., a continuación se aplicaron intervalos lentos de carga en el extremo de la viga, con el objeto de simular un sismo, este procedimiento de carga fue similar al seguido en la ref. (1).

El desplazamiento se limitó a  $\delta/h=0.03$ , sugerido por Krawinkler de la U. de California en Berkeley (1971), debido a que un desplazamiento mayor provocaría cambios locales e inestabilidad total en la estructura. Como antecedentes se tienen pruebas hechas en Japon en las cuales los desplazamientos máximos estuvieron dentro de un rango de 0.01 a 0.015.

De la unión A se observó lo siguiente:

El comportamiento desde el primer ciclo de cargas fue no lineal, debido a que la viga se empezó a agrietar cerca de la junta, en el segundo ciclo, el refuerzo del lecho superior de la viga alcanzó el esfuerzo de fluencia con un desplazamiento  $\delta = 1.8$  cm., para alcanzar la misma carga (16 ton.) del ciclo 2; en el ciclo 3 hubo de requerirse un desplazamiento mayor  $\delta = 3.0$  cm.; la causa principal de este desplazamiento fue el comportamiento no lineal del acero después de haber alcanzado el esfuerzo de fluencia, el cual es conocido como el efecto Bauschinger.

Entre los ciclos 8 y 9 de la curva fuerza  $V$  - deflexión  $\delta$  fig. II.3.5,

se alcanzó una deflexión máxima  $\delta=5$  cm., esta deflexión implicó haber alcanzado el desplazamiento de entrepiso límite ( $\delta/h=0.03$ ); a medida que se fueron incrementando las inversiones de carga, los momentos fueron mayores al momento de fluencia  $M_y$ , este comportamiento se debió al endurecimiento por deformación del acero de refuerzo de la viga. Sin embargo, durante el proceso cíclico de cargas la deflexión en la viga aumentaba; la razón de esto fue el efecto Bauschinger. El agrietamiento total en la sección de la viga y el deslizamiento de las varillas, provocó que el comportamiento de la unión A fuera muy flexible.

El desplazamiento máximo  $\delta=5$  cm. fue rebasado en el ciclo 10. No obstante en el ciclo 11 el momento alcanzado fue de  $0.77 M_y$ ; el motivo de este deterioro fue el rompimiento o fractura del núcleo de concreto de la junta.

El primer esfuerzo de fluencia de las varillas ocurrió entre la cara de la columna y una distancia a  $d/2$  a lo largo de la viga, en el segundo ciclo de carga; en el ciclo 3 se alcanzó una curvatura dúctil de 3.0, en ciclos posteriores aumentó ligeramente. La articulación plástica se formó en los primeros dos ciclos inelásticos de carga, pero las rotaciones plásticas no se incrementaron como se esperaba. La zona de fluencia se extendió a lo largo de la viga a una distancia  $d$  (fig. II.3.3), de la cara de la columna.

La junta se agrietó en los primeros incrementos de carga y la fluencia en el acero de refuerzo se inició en el ciclo 2; las rotaciones en la junta fueron menores durante ciclos de carga descendente, la razón fue que las cargas que se aplicaron eran del 80% de la carga total. Se observó que la región de la junta tuvo un comportamiento más flexible a medida que se iban incrementando los ciclos de carga y la cantidad de energía disipada fue pequeña en comparación con las grandes rotaciones que se lograron desarrollar en ciclos posteriores.

Las componentes de rotación inelástica fueron:

- a. Rotación de la articulación de la viga a una distancia  $d/2$ .
- b. Rotación de la articulación de la viga a una distancia  $d$ .
- c. Rotación por distorsión de la junta.

La componente (a) no presentó deslizamiento del refuerzo, el incremento de la rotación de la articulación plástica de la viga fue menor en comparación con la rotación por distorsión de la junta, que fue casi lineal; en el ciclo 3 el 32% de la rotación inelástica total fue debida a la distorsión de la junta, en los ciclos 8 y 10 la rotación aumentó de un 49% a un 61% respectivamente. Los esfuerzos en los estribos de la junta aumentaron gradualmente ciclo tras ciclo, hasta llegar al ciclo 10 en el cual alcanzaron la fluencia y el ciclo 11 los esfuerzos de los estribos decrecieron con una misma deflexión de la viga. Los esfuerzos en la parte posterior de la junta y los que se encontraban cerca del refuerzo principal de la viga fueron generalmente menores a los estribos que se encontraban a la mitad de la junta. Los estribos en la parte media e inferior de la junta experimentaron un incremento de esfuerzos del 50% que correspondió con la fractura de la junta; esto es cuando la junta se fracturó los esfuerzos se incrementaron hasta llegar al límite de fluencia y aún rebasarlo.

Formación de grietas: Las grietas que se formaron en la junta fueron diagonales no exactamente a  $45^\circ$  pero se formaron de esquina a esquina de la junta. Estas grietas diagonales se incrementaron gradualmente en longitud y aparecieron nuevas grietas en la zona intermedia, hasta provocar que la cubierta de concreto se fragmentara.

Unión B (Con tramos de viga a cada lado de la junta).

Se observó una buena repetibilidad en los ciclos de carga, hasta llegar al ciclo 12 en el que se produjo una reducción en la aplicación de carga capaz de provocar una deflexión evidente en comparación con las anteriores, debido a esto el momento decreció en un 26% en relación al mo-

mento de fluencia, la causa del decremento fue una falla por cortante en la viga.

En relación a la rotación de la viga se hicieron estas consideraciones para explicar el comportamiento de la viga cerca de la región de la junta. Para alcanzar el momento de fluencia del ciclo 2, en el ciclo 3 la junta sufrió una deflexión en el extremo de la viga  $\delta=4\text{cm.}$ ; esta deflexión provocó una curvatura de consideración en la sección 1 (fig. II.3.3), en ciclos subsecuentes de carga ascendente esta curvatura no fue excedida. Sin embargo en ciclos de carga descendente la curvatura se incrementó constantemente.

Antes del ciclo 12 el comportamiento de la viga fue similar al de una viga de acero. La rigidez no tuvo grandes decrementos con ciclos repetidos de carga. La pérdida de rigidez debido al deslizamiento del refuerzo provocó que la curvatura en la sección 1 fuera más grande que a lo largo de la viga.

Distorsión de la junta: Las primeras grietas que aparecieron en la junta fueron debido a la aplicación de la carga de 12 ton. en el ciclo 1; las rotaciones en la junta mostraron pequeños incrementos en los ciclos de carga ascendente y descendente, los cuales al compararlos con los provocados por la distorsión de la junta A fueron menores. Hubo solo un menor decremento en la rigidez de la junta durante los primeros once ciclos. Sin embargo en el ciclo 12 se presentó un decremento en la rigidez bajo cargas descendentes, pero la rotación de la junta fue sólo un 25% de la correspondiente rotación de la junta A.

Al comparar las componentes de rotación inelástica se observó: La rotación plástica de la viga en la sección 1 fue la componente mayor de la rotación inelástica total, mientras la rotación de la junta permaneció casi constante. Este comportamiento fue completamente diferente al de la unión A, ya que en esta última la componente mayor de la rotación inelástica ocurrió en la junta. Los incrementos en la rotación de la unión B

ocurrieron tan pronto como la viga fue forzada a grandes deflexiones. Los esfuerzos en los estribos medios de la junta estuvieron muy cerca de la fluencia en el ciclo 10; los esfuerzos de los estribos aumentaron con cada ciclo de carga como ocurrió en la unión A. Se observó que los estribos que estuvieron cerca de las varillas de la viga no contribuyeron para llevarse el cortante, los estribos inferiores presentaron los esfuerzos más bajos de todos. Los esfuerzos máximos registrados en la parte superior e inferior de la junta fueron del 94% y 61% respectivamente. Los estribos de la viga que estuvieron colocados en la sección I de la unión B (fig. II.3.3), fluyeron en los primeros ciclos de carga mientras que los estribos de la unión A no fluyeron, alcanzando un valor máximo de 0.5 fy; este comportamiento se debió a que la articulación plástica no se presentó en la viga de la unión A.

En la unión B el agrietamiento en la región de la junta fue menor al agrietamiento que se presentó en la viga, ya que en la viga se produjo la articulación plástica. La deformación por cortante en la viga ocurrió al haber rebasado la limitación  $\delta/h = 0.03$ .

#### Comparación de las uniones A y B.

Observando el comportamiento mediante la rotación inelástica de ambas uniones, se comprobó que las uniones fallaron de manera diferente.

La mayor rotación plástica que ocurrió en la unión A se presentó en la junta, mientras que en la unión B la mayor rotación plástica ocurrió en la viga.

La capacidad de carga fue la misma para las dos uniones, la única diferencia fue que la falla se presentó en regiones distintas.

La unión B tuvo un mejor confinamiento en la región de la junta, debido a los tramos de viga que se proporcionaron adicionalmente. En la unión A, el recubrimiento de concreto en la junta se agrietó ante las in-

versiones de carga, este recubrimiento al estar agrietado se fragmentó y resquebrajo, lo cual provocó que los estribos que se encontraban dentro de junta cedieron ligeramente causando un deslizamiento de las varillas de la viga a lo largo de su longitud de anclaje y cuando los estribos fluyeron el núcleo de concreto se hizo pedazos debido a la fuerza que ejercían las varillas de la viga. Antes de que se presentara la primera fluencia en el acero de refuerzo de ambas uniones, las juntas presentaron grietas diagonales. Los esfuerzos nominales a cortante del concreto en la junta fueron:

	PRUEBA	RECOMENDADOS
UNION A	0.15f'c	0.12f'c
UNION B	0.17f'c	0.15f'c

La conclusión principal de la prueba está relacionada con la presencia de las vigas transversales, que contribuyeron en gran parte al confinamiento del núcleo de concreto de la junta, para de esta manera desarrollar una articulación plástica dúctil en la viga, en lugar de un cortante frágil dependiente de la articulación en la región de la junta.

La capacidad de disipación de energía de una estructura es un factor importante ya que describe el comportamiento de una estructura durante un sismo severo.

La energía disipada en la unión A continuó incrementándose durante la prueba, mientras que la suma de energía disipada en la articulación plástica de la viga permaneció casi constante después del ciclo 3.

Lo contrario ocurrió en la unión B donde la suma de la energía disipada por la articulación de la viga continuó incrementándose durante toda la prueba.

## CONCLUSIONES

1. La adición de tramos de viga transversal en la junta viga-columna permitió una mayor rotación inelástica en la viga en vez de la región de la junta. En otras pruebas realizadas, se observó que todas las juntas sin vigas transversales fallaron en la junta debido a que la articulación plástica se formó en esa región.

2. Los estribos proporcionados en la región de la junta de la unión A mostraron ser insuficientes bajo repetidas inversiones de carga en un rango post-elástico, lo cual provocó que el núcleo de concreto de la junta se fracturara y así la integridad de la columna fuera destruida.

3. Se deben proporcionar más estribos a la mitad de la junta que en los extremos, ya que se observó en esta prueba que los estribos centrales son más eficientes para llevarse el cortante.

4. Cuando se esperan inversiones de carga los estribos de la junta no deben de fluir, para lograr esto se deben de suministrar más estribos que los requeridos para llevarse todo el cortante.

5. Un confinamiento adicional proporcionado por estribos en la sección transversal de la columna impide que los estribos de la junta se flexionen o se doblen hacia afuera, empero debe ponerse atención especial en hacer un buen detalle para asegurar la conexión entre los amarres, los estribos principales y las varillas de la columna. Usar estribos cerrados en la junta debe de mejorar el confinamiento del núcleo de concreto en las construcciones (en campo), donde las condiciones experimentales no existen.

6. El tramo recto de la longitud de anclaje de las varillas de la viga, entre la cara de la columna y el doblar a  $90^\circ$  (fig. II.3.2), llegó a ser inefectivo como anclaje después de la primera inversión post-elástica de carga.

#### II.4. UN ESTUDIO DE LOS GANCHOS DE LAS VARILLAS ANCLADAS EN JUNTAS VIGA - COLUMNA DE CONCRETO

POR JOSE L. G. MARQUES Y JAMES O. JIRSA. REF. (4)

En esta investigación se ensayaron 22 ejemplares simulando juntas exteriores, con el fin de evaluar la capacidad de anclaje del acero de refuerzo de las vigas, las variables de las juntas fueron:

- a. Grado de confinamiento de la junta;
- b. El efecto de la carga axial en la columna;
- c. Refuerzo vertical de la columna;
- d. Recubrimiento lateral a través de la junta;
- e. Refuerzo lateral a través de la junta; en el desempeño de los ganchos estandar de las varillas.

En la prueba se utilizaron varillas #7 y #11 ancladas dentro de la columna y los ganchos estandar de 90° y 180° fueron diseñados de acuerdo a las especificaciones del ACI 318-71.

Al confrontar los resultados de la prueba con las recomendaciones de diseño propuestas por el ACI 318-71, se advirtió que se podrían desarrollar esfuerzos más altos, si el confinamiento proporcionado en forma de recubrimiento o por estribos y la longitud recta de empotramiento de las varillas fueran suficientes.

En la primera fase de esta investigación las longitudes rectas de empotramiento fueron cortas para que la falla por adherencia se produjera antes de que fluyera el acero; el recubrimiento lateral de las varillas fue suficiente para prevenir el fracturamiento del block de concreto y así poder considerar a las varillas ancladas en una masa de concreto.

Para valuar la capacidad de anclaje de los ganchos de las varillas

bajo condiciones reales, los ejemplares fueron modelados a escala natural. La fig. II.4.1 muestra el espécimen que simuló a una junta viga-columna exterior. La longitud de la columna se escogió para permitir el empotramiento adecuado de los ganchos y para eliminar la sujeción lateral en la región de la junta producida por las cargas axiales principales. Para facilitar la fabricación de las juntas, las vigas no fueron coladas; las varillas de la viga se anclaron dentro de la columna y se extendieron hacia afuera de ella, la fuerza de compresión  $C$  (fig. II.4.1 (a)), fue simulada por medio de una prensa hidráulica; la zona de compresión fue reforzada con una placa de acero.

Las variables en los 22 ejemplares fueron:

1. El tamaño de las varillas ancladas, #7 y #11 (22 y 35 cm.).
2. Geometría de los ganchos; todos los ganchos fueron de  $90^\circ$  y  $180^\circ$  de acuerdo a las especificaciones del ACI 318-71 (secc. 7.1.).
3. Longitud de empotramiento: La longitud recta de empotramiento se supuso como se muestra en la fig. II.4.1.(b), esta longitud varió debido a que el tamaño de todas las columnas no fue el mismo.
4. Confinamiento. Se consideraron tres tipos de confinamiento los cuales son:
  - a. La influencia de las varillas longitudinales de la columna.
  - b. La influencia de los estribos a través de la junta.
  - c. La influencia del recubrimiento de concreto.

Se probaron ejemplares con las varillas de la columna adentro y afuera del refuerzo de la viga con un recubrimiento de  $2\frac{7}{8}$  pulg. (7.3 cm.), con estribos #3 con una separación de  $5$  o  $2\frac{1}{2}$  pulg. (12.7 o 6.35 cm.), a través de la junta. El efecto del recubrimiento de concreto se determinó reduciendolo de  $2\frac{7}{8}$  a  $1\frac{1}{2}$  pulg. (7.3 a 3.8 cm.), las varillas de la columna se colocaron dentro de las varillas de la viga, así sólo el re

cubrimiento del concreto pudo confinar a las varillas de la viga ancladas en la columna.

5. Carga axial en la columna. Se ha supuesto que la carga axial en la columna podría tener un efecto benéfico en la resistencia del anclaje de las varillas en la junta. Algunas pruebas indicaron que la presión normal redujó la tendencia al agrietamiento del recubrimiento sobre las varillas ancladas. Para determinar la influencia de las cargas en las columnas en este trabajo, la di mensión y el refuerzo de todas las columnas se mantuvo constante mientras que el nivel de cargas fue variando.

En la tabla II.4.1 se muestran las dimensiones y propiedades del material para los ejemplares de prueba.

La carga axial aplicada a la columna se mantuvo constante a través de la prueba. El ensaye se concluyó cuando se observó que las varillas de la viga ancladas tuvieron un jalón hacia afuera de la columna. En general la falla fue súbita, lo cual provocó que las caras laterales de la columna se astillaran o resquebrajaran.

Evaluación de resultados. Los resultados de prueba indicaron las siguientes tendencias generales:

- a. La mayoría de los deslizamientos ocurrieron sobre la longitud recta de empotramiento y la porción curva del gancho de las varillas (fig. II.4.1.b), se observó que el deslizamiento en el extremo de la extensión fue muy pequeño lo cual es consistente con investigaciones anteriormente realizadas. Refiriendonos a la fig. II.4.1b el deslizamiento en la cara de la columna 1H fue mayor en todos los casos; cuando la longitud recta de empotramiento fue corta el deslizamiento en el punto 2H fue aproximada mente tan grande como el deslizamiento principal 1H, en los demás puntos (3H, 3V, 4V y 4H), el deslizamiento fue muy pequeño.

- b. El deslizamiento en los ganchos a 180° tuvo un jalón alrededor

de la cara de la junta, en vez de alrededor de la curvatura.

c. En niveles superiores a 30 ksi (2100 Kg/cm.<sup>2</sup>), los principales esfuerzos de las varillas #11 fueron una tercera parte de los esfuerzos que se produjeron en las varillas #7; los deslizamientos a la falla de las varillas #7 fueron dos o tres veces más grandes que los deslizamientos ocurridos en las varillas #11.

d. La transferencia de esfuerzos a lo largo de la longitud de empotramiento de las varillas varió de 20 a 40 ksi. (1400 a 2800 Kg./cm.<sup>2</sup>), esto para las varillas #7 y para las del #11 se omitió. Los esfuerzos transferidos al extremo de la extensión fueron generalmente más pequeños que 20 ksi. (1400 Kg./cm.<sup>2</sup>), hasta que se produjo la falla.

Influencia de la carga axial. Únicamente se varió el nivel de carga de la columna; basándose en los esfuerzos y deslizamientos medidos en la prueba, la influencia de la carga axial de la columna pareció ser despreciable. Se observó que en todos los casos el extremo de los ganchos fue orientado en la dirección de la carga axial; la fig. II.4.2 muestra curvas esfuerzo deslizamiento de ejemplares de prueba con un mismo confinamiento lateral; estas curvas mostraron que la influencia de la carga axial no produjo cambios notables.

Influencia del ángulo de curvatura. Para las pruebas en las cuales la carga axial y el confinamiento lateral fueron los mismos, pero los ganchos fueron diferentes, se observó el comportamiento a través de las curvas (fig. II.4.3), el cual no tuvo una diferencia significativa entre los ganchos de 90° y 180°. Este comportamiento mostró resultados diferentes a los reportados en trabajos previos ya que estos últimos exponían que los ganchos a 90° tendían a ser más rígidos (con menor deslizamiento), que los ganchos a 180°.

Influencia del empotramiento principal. El deslizamiento que se presentó en la longitud recta de empotramiento (fig. II.4.1.b), fue superior

en todos los niveles de esfuerzo para los ejemplares con una longitud de empotramiento corta. La longitud principal de empotramiento en las pruebas proporcionó una longitud mínima para transferir esfuerzos al concreto; especialmente en las varillas de diámetro grande. Sin embargo con una longitud principal de empotramiento más grande, la restricción lateral contra el astillamiento es mejorada por que una mayor área de concreto debe agrietarse (astillarse), antes de que la varilla falle por adherencia.

#### Influencia del confinamiento lateral.

La fig. II.4.4 muestra curvas de cinco ejemplares con diferente restricción lateral contra el agrietamiento. En esta gráfica se observa que las curvas se encuentran en una banda muy estrecha lo cual indicó que la diferencia no fue muy significativa en el comportamiento al deslizamiento de 4 de los 5 ejemplares. La reducción del recubrimiento de concreto de  $2 \frac{7}{8}$  a  $1 \frac{1}{2}$  pulg. (7.3 a 3.8 cm.), no cambió la forma de las curvas pero redujo drásticamente los esfuerzos y el deslizamiento a la falla.

La figura II.4.5 muestra los efectos del confinamiento lateral de las juntas reforzadas, para el caso donde las vigas estaban reforzadas con varillas #11. Parece ser que la colocación de las varillas de la columna tienen poca influencia, sin embargo con estribos a través de la junta, los esfuerzos llegaron a alcanzar la fluencia en todos los casos. Los resultados de la prueba indicaron que una separación estrecha de estribos es especialmente propicia para longitudes de anclaje grandes. Una disminución en el recubrimiento de concreto reduce la resistencia y la capacidad de deformación.

Modos de falla. El primer agrietamiento ocurrió en la cara de la columna con grietas de tipo radial alrededor de las varillas. En la mayoría de las pruebas al incrementarse los esfuerzos, las grietas eran más numerosas en las caras laterales de la unión, en la vecindad de la porción curva de las varillas ancladas en la columna. La falla fue siempre

súbita y completa, ya que el recubrimiento en la región de la junta se agrietó, esto provocó que la carga disminuyera inmediatamente. Existió poca diferencia entre las fallas teóricas en juntas con las varillas de las columnas colocadas:

- a. Dentro de las varillas de las vigas;
- b. Fuera de las varillas de las vigas;

Para el caso (b), las varillas de las columnas fueron flexionadas hacia afuera de ella después de la falla, esto indicó que las fuerzas de compresión desarrolladas por los ganchos fueron muy grandes y el recubrimiento de concreto fue forzado a desprenderse hacia afuera de la junta. Es posible que los ganchos hayan sufrido un tirón hacia adelante como se indica en la fig. II.4.1, formando una cuña la cual forzó al recubrimiento a desprenderse y a deformar el refuerzo que confinaba al núcleo de concreto de la junta. Mientras la carga axial podría parecer apropiada; en realidad las fuerzas axiales producen deformaciones laterales provocando un astillamiento en el mismo plano como aquel producido por los ganchos de las varillas ancladas en la región de la junta.

Por lo tanto la carga axial no ofrece resistencia adicional al resquebrajamiento o rompimiento del recubrimiento lateral y puede reducir la resistencia por causa de deformaciones laterales en la misma dirección.

Las varillas de las columnas no restringidas por estribos en la junta ofrecen poco soporte lateral; tales varillas son flexibles y no se colocan suficientemente cerca de las regiones de mayor intensidad de peligro, esto es, cerca de los ganchos. Al incrementar el espesor de las columnas o al reforzar transversalmente la junta se mejoraron las características de esfuerzo y deslizamiento.

Se observó un mejor desarrollo en los ganchos de las columnas rectangulares de 12 x 15 pulg. (30.48 x 38 cm.), esta mejoría se puede atribuir principalmente al gran recubrimiento lateral que debió de agrietarse antes de que cedieran las varillas.

Los estribos a través de la junta mostraron ser más apropiados si el espaciamiento es igual o menor que el radio de los ganchos en la región más intensa de presión lateral.

El espesor del recubrimiento no pareció ser tan importante como para que se provocara una falla local en la curvatura del gancho.

Las disposiciones de diseño para los ganchos de las varillas según el ACI 318-71 están basadas principalmente en disposiciones de reglamentos previos, e. origen de los cuales no estaba bien documentado. Por lo tanto las pruebas que se efectuaron en este trabajo ofrecieron una oportunidad para evaluar las recomendaciones y sugerir cambios.

Comparación de los resultados de las pruebas y los resultados calculados. Usando las disposiciones del ACI 318-71; la resistencia de las varillas de los ejemplares de prueba fue determinada. Los esfuerzos  $f_h$  desarrollados por los ganchos estandar fue evaluado usando las tablas de este reglamento. El esfuerzo desarrollado en la longitud recta de empotramiento  $f_l$  fue calculado con la ecuación II.12.5 y los resultados para  $f_l$  en terminos de la longitud de empotramiento entre el punto tangencial del gancho y la cara de la columna. No se hicieron modificaciones en  $f_l$  para las varillas del lecho inferior.

La relación de las mediciones y de los esfuerzos calculados variaron de 1.2 a 1.9.

Los resultados obtenidos indicaron que las longitudes de empotramiento muy cortas no son eficientes para transmitir esfuerzos de adherencia entre las varillas y el concreto. Por lo tanto es importante que la longitud recta de empotramiento sea minimizada para los cálculos de diseño. Los requerimientos del ACI 318-71 indicaban que la longitud de empotramiento del acero de tensión de una sección crítica satisfacía los requerimientos para la longitud de empotramiento. Esto implicaba que la longitud de empotramiento de la sección crítica incluía los ganchos y cual-

quier extremo de la extensión. Los resultados de este trabajo indicaron que los extremos que están más allá de los ganchos no se pueden considerar como longitud de desarrollo adecuada.

En todos los casos la falla fue producida por el resquebrajamiento o rompimiento de los lados de la junta y no por el jalón del gancho de las varillas. Por lo tanto las extensiones no pueden ser efectivas para incrementar la resistencia del anclaje donde el resquebrajamiento puede ocurrir. Aún que las juntas con vigas laterales previenen el astillamiento, en esta investigación no se probaron juntas de ese tipo.

Los extremos de las extensiones más allá de los requerimientos de los ganchos estandar pueden proporcionar un margen contra el deterioro de la adherencia bajo cargas cíclicas, tal como se puede esperar en sismos.

Proposiciones para recomendaciones de diseño.

Los ganchos estandar en la junta serían considerados para desarrollar esfuerzos de tensión en las varillas de refuerzo.

$$f_h = 700(1 - 0.3d_b) \psi \sqrt{f'_c} \quad (\text{II.4.1})$$

$$\text{pero } f_h \leq f_y \quad (\text{II.4.2})$$

El coeficiente  $\psi$  se puede tomar como 1.4 si se satisface lo siguiente:

- a. Las varillas serán del #11 o menor.
- b. La longitud recta de empotramiento entre el gancho estandar y la sección crítica no será menor que 4 diámetros de las varillas o 4 pulg. (10.16 cm.).
- c. El recubrimiento de concreto, normal al plano de la varilla no será menor que 2.5 pulg. (6.35 cm.).
- d. El recubrimiento de la extensión no será menor que 2 pulg. (5.08 cm.).

El valor de  $\psi$  se puede tomar como 1.8 si la junta está confinada por estribos con una separación  $s_{m\acute{a}x.} = 3d_b$  ó menor y además de cumplir con los requerimientos para  $\psi = 1.4$ .

No se podrá incrementar  $f_h$  si el extremo de la extensión ó el radio de curvatura son mayores a los requeridos por un gancho estandar.

Para un mejor control de las deflexiones y el agrietamiento los ganchos a  $90^\circ$  son preferibles.

Si se requiere una longitud de desarrollo adicional, la longitud recta principal de empotramiento se calculará por:

$$L_1 = \left[ 0.04A_b (f_y - f_h) / \sqrt{f'_c} \right] + L' \quad (\text{II.4.3})$$

donde

$$L' = 4 d_b \quad \text{o} \quad L' = 4 \text{ pulg. se tomará la mayor.}$$

Para varillas con mayor recubrimiento el valor de  $f_h$  se puede incrementar ligeramente en un 40%, si en adición a un recubrimiento suficiente, los estribos son incluidos con una separación estrecha, el  $f_h$  se puede incrementar en un 80%. No se hace distinción para capacidades de anclaje de las varillas con diferente esfuerzo de fluencia.

### CONCLUSIONES

a. La resistencia se incrementa cuando se evita el resquebrajamiento del recubrimiento. Los ganchos estandar empotrados en concreto masivo muestran buena resistencia cuando el esfuerzo es mayor al esfuerzo de fluencia.

b. Se pueden permitir resistencia más altas que las especificaciones comunes. Para desarrollar altos esfuerzos, la longitud mínima recta de empotramiento antes del gancho debe ser suficiente, especialmente para varillas de grandes diámetros.

c. No se hace distinción entre la resistencia de ganchos estandar de  $90^\circ$  y  $180^\circ$ .

Por lo tanto las recomendaciones de diseño se pueden ajustar a la realidad de los ganchos y para satisfacer los criterios de servicio.

II.5. RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO DE JUNTAS VIGA-COLUMNA  
EN ESTRUCTURAS MONOLÍTICAS DE CONCRETO REFORZADO

REPORTE DEL ACI-ASCE COMMITTEE 352, JAMES O. JIRSA  
NORMAN W. HANSON. REF. (5)

El propósito de estas recomendaciones fue proporcionar y detallar juntas viga-columna en estructuras monolíticas de concreto reforzado, donde el ancho de la columna es igual o más grande que el ancho de la viga.

Estas recomendaciones están basadas en la experiencia, tanto de laboratorio como de campo y proporcionan un compendio del estado del arte de la información hasta esa época.

Estas recomendaciones están hechas para determinar el tamaño de la junta y la cantidad de refuerzo longitudinal y transversal para satisfacer los requerimientos de resistencia y ductilidad con relación a la función de la junta.

Anteriormente el diseño de las juntas viga-columna se limitaba a satisfacer los requerimientos de anclaje. La utilización de miembros más pequeños, materiales de mayor resistencia y un mayor refuerzo, ha obligado a poner más atención al diseño y detalle de las juntas no solamente para asegurar un funcionamiento adecuado de las estructuras, sino también para evitar problemas en la construcción. Este reporte se refiere esencialmente a juntas típicas viga-columna de marcos de concreto reforzado colados en sitio. De estas recomendaciones están excluidas las conexiones losa columna o estructuras pretensadas.

Estas recomendaciones especifican los requisitos mínimos para proporcionar seguridad y utilidad; además sólo proporcionan una guía para varillas de las vigas que están localizadas dentro de las varillas verticales de las columnas.

Se clasifican las juntas estructurales en dos categorías de acuerdo a las condiciones de carga.

Tipo 1. Una junta cuyo criterio de diseño principal es la resistencia y no se esperan deformaciones inelásticas significativas.

Tipo 2. Una junta viga-columna cuyo criterio principal es la resistencia sostenida bajo inversiones de carga en el rango inelástico.

Los requisitos para las conexiones dependen de las deformaciones en las juntas, impuestas por las condiciones de carga.

Ejemplos característicos de cada tipo de junta son:

a. Tipo 1: Una junta con una estructura continua diseñada con base en la resistencia, sin considerar requisitos de ductilidad. Puede ser una junta en un sistema estático determinado, como el extremo fijo de una viga en cantiliver.

b. Tipo 2: Una junta conectando miembros que requieren disipar energía a través de inversiones de carga y deformaciones en el rango inelástico. Las estructuras diseñadas para resistir movimientos sísmicos o efectos de ráfagas de viento se encuentran en este tipo.

Las juntas deben ser diseñadas para la interacción de fuerzas en varias direcciones, incluyendo cargas axiales, flexión, torsión y cortante las cuales son transferidas por los miembros a la junta como consecuencia de los efectos del diseño de cargas externas, también aquellas que resulten de otros efectos tales como: el deslizamiento, contracción, flujo plástico (creep), temperatura o asentamiento.

Los requisitos de resistencia y ductilidad para toda clase de juntas, deberán basarse en fuerzas como las arriba mencionadas y modificadas por factores apropiados. Las fuerzas en el refuerzo de flexión en las superficies de contacto entre un miembro y la junta, deberán determinarse usan

do el esfuerzo  $f_y$ .

donde:      Para el tipo 1       $\alpha \geq 1.0$   
                  Para el tipo 2       $\alpha \geq 1.25$

Para las juntas tipo 1 se especifica el valor de 1.0, porque se requiere solamente una ductilidad limitada en estructuras de esta categoría. Para juntas tipo 2 el valor de 1.25 es utilizado para estructuras situadas en zonas sísmicas; se debe considerar como mínimo un 25% del incremento en el esfuerzo de fluencia.

Las juntas viga-columna se deben diseñar para resistir tanto fuerzas gravitacionales como fuerzas horizontales.

Los esfuerzos se deben determinar considerando un cuerpo libre de la junta donde los momentos flexionantes bajo cargas de servicio alcanzan, por lo general, sus valores máximos. Las dimensiones de los miembros de los marcos deben satisfacer los requisitos del reglamento ACI, para agrietamientos y deflexiones debido a que los movimientos en las juntas pueden cambiar significativamente las condiciones límite supuestas.

Los requisitos de utilidad están encaminados principalmente para elementos que se encuentran en la junta. No había requerimientos adicionales a los dados por el ACI 318-71; sin embargo el estructurista debería de considerar posibles efectos de los movimientos de la junta en el agrietamiento y deflexión. En muchos casos se considera a las juntas rígidas; no obstante las varillas ancladas en la junta tienden a deslizarse y producir agrietamientos y rotación en la región de la articulación.

Todas las juntas deberán de desarrollar una resistencia tal como se indica en este reporte, para la combinación de carga más crítica. La transmisión de carga a través del sistema de piso deberá ser controlada según la sección 10.13 del ACI 318-71.

En seguida se dan especificaciones para la resistencia de la junta.

La junta deberá estar confinada por refuerzo transversal especial al rededor de las varillas de la columna sí:

$$P_u > 0.4 P_b \quad (\text{II.5.1})$$

Cuando se use una espiral, la relación volumétrica  $\rho_s$  se deberá calcular por medio de la siguiente expresión:

$$\rho_s \geq 0.45 (A_g/A_c - 1) f'_c/f_y \quad (\text{II.5.2})$$

Para estribos regulares, el área requerida se calculará por medio de:

$$A'_{sh} \geq 0.3h'' s_h (A_g/A_c - 1) f'_c/f''_y h \quad (\text{II.5.3})$$

donde el diámetro mínimo del refuerzo transversal será del #3 (0.95 cm.).

Para juntas tipo 1 confinadas por los cuatro lados de la columna, o en dos caras opuestas, no se requerirá refuerzo transversal en la junta en dirección del confinamiento a menos que se requiera por resistencia a la fuerza cortante, (esta especificación esta de acuerdo con los resultados de la ref. 1), o para el confinamiento de varillas en esquinas no confinadas, como aquellas cuya separación de estribos es de 4 pulg. (10.16cm.) o más.

Las varillas longitudinales de la columna, en esquinas no confinadas y en todas las otras juntas viga-columna del tipo 1, necesitan estribos que no excedan de 6 pulg. (15.24 cm.).

Para juntas tipo 2 el porcentaje será:

$$\rho_s = A''_{sh}/h'' s_h \leq 0.12 f'_c/f''_y h \quad (\text{II.5.4})$$

cuya  $s_{\text{máx.}} \leq 4$  pulg. (10.16 cm.).

Los estribos de una rama no se deberán colocar a más de 14 pulg. (35.36 cm.). Además para las juntas tipo 2, el refuerzo transversal se continuará dentro de la columna, una longitud igual a la dimensión máxima de la columna, o 1/6 de la altura de la columna, pero no menor de 18 pulg. (45.72 cm.).

Para juntas tipo 1 se recomienda un refuerzo transversal mínimo en juntas no confinadas lateralmente por vigas, para evitar inestabilidad en refuerzo sujeto a compresión axial y para prevenir pérdida en la resistencia a la compresión, en caso de que el recubrimiento se llegar a agrietar. Por lo tanto se recomienda una separación máxima de 6 pulg. (15.24 cm.) para juntas tipo 1 y s máx. de 4 pulg. (10.16 cm.), para juntas tipo 2.

Los resultados observados en la referencia (1), comparando el funcionamiento de las juntas con y sin refuerzo transversal, indicaron que un refuerzo transversal mínimo a través del núcleo mejoró significativamente el comportamiento de la junta; ya que incrementó la capacidad de anclaje de las varillas de las vigas dentro de la junta y ayudó a mantener la integridad del núcleo ante grandes fuerzas sísmicas que provocan agrietamiento y pérdida de recubrimiento (estos comentarios coinciden con las conclusiones de la ref. 4). Se ha observado también que en estructuras dúctiles sometidas a cargas sísmicas es necesario un refuerzo transversal bien diseñado en la región de la junta para asegurar un comportamiento satisfactorio.

El esfuerzo cortante nominal  $v_u$  en la junta debe calcularse en el plano horizontal considerando las fuerzas cortantes en los límites del cuerpo libre de la junta y las fuerzas normales generadas por fuerzas de tensión y compresión en los miembros del marco dentro de la junta ver fig. II.5.1(a),(b),(c) y (d).

El esfuerzo cortante nominal será:

$$v_u = Vu/\phi A_{cv} \quad (II.5.5)$$

donde:  $A_{cv}$  es el área efectiva de la sección transversal de la junta sobre la cual son transferidos los esfuerzos cortantes;  $A_{cv}$  se puede tomar como el número de veces que el ancho efectivo es igual al peralte efectivo en la dirección de la fuerza cortante considerada. El ancho efectivo se considerará desde la parte exterior de los estribos o de las varillas longitudinales si no existiera confinamiento. Si la junta esta confinada por vigas y cubren cuando menos  $3/4$  de ancho y  $3/4$  del peralte de la cara de la junta, el ancho efectivo se tomará como todo el ancho de la columna.

La naturaleza de los esfuerzos en la junta estan influenciados por la manera en la cual los esfuerzos son transferidos al concreto, que se observa en la fig. II.5.1(c). De las figs. II.5.1 se puede notar que cuando unas varillas estan en tensión las del otro extremo se encuentran en compresión, este cambio brusco de fuerzas en las varillas, puede producir un deterioro severo en la adherencia y anclaje dentro de la junta y provocar una alteración significativa de la distribución de esfuerzos, esto hay que tomarlo en cuenta en la junta tipo 2 donde las inversiones de carga aumentan la severidad del deterioro de la adherencia; este fenómeno fue tomado en cuenta en investigaciones posteriores.

Actualmente existen una serie de aproximaciones para el análisis y diseño de juntas; algunas de ellas son:

a. Una aproximación es resolver los esfuerzos dentro de valores principales máximos usando la resistencia a la tensión del concreto para determinar la resistencia de la junta.

b. Incluir el concepto de cortante por fricción.

c. Desarrollar ecuaciones empiricas para la resistencia a cortante de las vigas peraltadas.

Para el desarrollo de estas recomendaciones el problema fue aproximado considerando el agrietamiento por tensión diagonal (mecanismo de armadura), para determinar la resistencia de la junta; actualmente parece ser

el más satisfactorio y más fácil de definir para el diseño de la junta.

Usando este método, los esfuerzos cortantes en la junta se pueden calcular, considerando las fuerzas actuantes sobre un cuerpo libre como en la fig. II.5.1(b).

Las dimensiones requeridas para que los miembros laterales sean considerados efectivos para restringir a la junta son como se ilustra en la fig. II.5.2(a). Cuando las vigas no estén centradas en las columnas, se desarrollarán esfuerzos cortantes por torsión en la junta o en la columna.

En la mayoría de las juntas, las vigas laterales y losas coladas monolíticamente, proporcionan poca resistencia a la torsión.

Hasta esa época no existía información disponible en la cual basar una recomendación general para un análisis de cortante debido a torsión en la junta. También se podría esperar la acción simultánea de fuerzas biaxiales de compresión sobre la junta pero no es posible ninguna recomendación cuantitativa sobre datos disponibles.

El esfuerzo cortante permisible soportado por el concreto  $v_c$  en la junta no será mayor de:

$$v_c \leq 3.5\beta\sqrt{f'c(1+0.002Nu/Ag)} \quad (\text{lb/pulg.}) \quad (\text{II.5.6})$$

esta ecuación está dada en la sección 11.8 del ACI 318-71.

donde:  $Nu$  = valor mínimo de la carga axial para juntas tipo 1

y  $Nu = 0$  para juntas tipo 2

Las investigaciones disponibles hasta esa época indicaron que los esfuerzos cortantes nominales permisibles en el concreto pueden exceder los valores dados por la ecuación II.5.6, si los miembros están sujetos a carga estática en una dirección y únicamente requieren una ductilidad mínima.

Las pruebas en las cuales se simulaban cargas sísmicas, indicaron

que un cálculo satisfactorio de la resistencia a la fuerza cortante por el concreto en las juntas tipo 2 está dado por la expresión (II.5.6). Para juntas tipo 1 donde no se esperan inversiones de carga el esfuerzo cortante dado por la expresión (II.5.6), se podría aumentar en un 40%. El factor  $\beta$  refleja la influencia del tipo de cargas en la resistencia a cortante.

Datos disponibles indicaron que si la junta está confinada por vigas, las cuales no están severamente esforzadas, la resistencia a cortante en el núcleo podría mejorar. Para explicar tal confinamiento el esfuerzo cortante permisible soportado por el concreto es modificado por el factor  $\gamma$ , ya que refleja la influencia de los miembros no esforzados de la estructura dentro del núcleo en ambos lados, normales a la dirección de la fuerza cortante. Las losas también proporcionan confinamiento, sin embargo la información actual no permite desarrollar factores de confinamiento por losas.

Para juntas tipo 2, la fuerza cortante máxima en el núcleo puede ocurrir simultáneamente con las fuerzas de volteo o fuerzas debidas a aceleraciones verticales en la estructura que tienden a reducir la compresión axial y que probablemente se conviertan en fuerzas axiales de tensión en las columnas. Por lo tanto se recomienda que para todas las juntas tipo 2,  $v_c$  de calcule con  $N_u=0$ ; donde las juntas estén sujetas solo a fuerzas de tensión, el núcleo de concreto no se considerará efectivo para resistir cortante y por lo tanto  $v_c = 0$ .

En algunos reportes se han observado severos deterioros en la capacidad de fuerza cortante en juntas bajo inversiones de carga cíclica produciendo grandes deformaciones, debido a esto han concluido que para todas las juntas tipo 2  $v_c=0$ , requiriendo refuerzo transversal que soporte todo el cortante de la junta.

Todos los datos citados arriba fueron obtenidos de pruebas de juntas

con columnas continuas; por lo que surgen frecuentemente problemas con juntas de esquina o de rodilla, las cuales requieren un refuerzo especial para prevenir fallas en la junta que provoquen un astillamiento o un estallamiento.

Las fuerzas cortantes biaxiales en la columna pueden afectar la resistencia del núcleo de concreto a cortante, sin embargo no existen datos disponibles para evaluar la influencia de la fuerza cortante biaxial en el núcleo.

Refuerzo transversal por fuerza cortante. Donde el esfuerzo cortante nominal  $v_u$  excede  $v_c$ , se proporcionará refuerzo transversal en el núcleo de la junta.

$$A_v = (v_u - v_c) A_{cv} s / f_y d \quad (\text{pulg.}^2) \quad (\text{II.5.7})$$

$A_v$  = área del refuerzo transversal

$s$  = separación de estribos.

Los estribos que se proporcionan para efectos de compresión axial de la columna, se pueden considerar efectivos como refuerzo para cortante. La separación de estribos se colocará como se muestra en la fig. II.5.2(c) este arreglo de estribos coincide con los resultados obtenidos en la ref. (3). Además estos estribos deben de continuarse dentro de la columna para prevenir fallas en las columnas adyacentes al núcleo de la junta.

Para juntas tipo 2, el refuerzo transversal se deberá proporcionar cuando menos 1/3 del cortante de la ecuación (II.5.5).

Los resultados de la ref. (2) indicaron que el refuerzo transversal debe aportar cuando menos 1/3 de la capacidad de fuerza cortante requerida en el núcleo, para prevenir un deterioro gradual del núcleo de concreto bajo fuerzas cortantes repetidas.

El valor de  $(v_u - v_c)$  no debe exceder de  $15\sqrt{f'_c}$  y en ningún caso

$$v_u < 20 \sqrt{f'_c} .$$

Las figs. II.5.3(a), (b) y (c) muestran detalles del refuerzo transversal.

El diseño a flexión de los miembros de la junta debería estar basado en las disposiciones del ACI 318-71.

La capacidad a flexión de las columnas no deberá ser menor a los momentos producidos por las vigas en la cara de la columna.

Estas recomendaciones se basan en los resultados de pruebas en las cuales la articulación plástica ocurre en las vigas inmediatamente adelante de la junta. Cuando llega a producirse la articulación plástica en la junta el modo de falla puede ser diferente, según lo obtenido en la ref. (3) y las consecuencias de tales articulaciones pueden causar un daño mayor a la estructura.

En la fig. II.5.4 se muestra el cálculo para determinar la capacidad a flexión de la columna.

La longitud de desarrollo de las varillas ancladas en la junta se determinará usando la sección 12.5 del ACI 318-71. La sección crítica para el desarrollo del refuerzo deberá tomarse en la cara del núcleo o (de las varillas de la columna o de los estribos). El refuerzo principal no deberá empalmarse dentro de la junta.

La longitud de desarrollo de las varillas rectas están basadas en las disposiciones del ACI 318-71. La sección crítica para la longitud de desarrollo del tramo recto o los ganchos de las varillas, que están fuera de las varillas de la columna. Se ha observado que el recubrimiento es inefectivo en el desarrollo del acero de refuerzo ver fig. II.5.5.

Para juntas tipo 2, la carga puede producir esfuerzos de tensión en la misma varilla sobre la cara opuesta, los esfuerzos de adherencia pueden

ser particularmente altos dentro del núcleo de concreto. Bajo inversiones de carga puede esperarse un considerable deterioro en la capacidad de anclaje de las varillas pasando a través del núcleo. Hasta esa época no había suficiente información para permitir una recomendación para el anclaje de las varillas.

Las varillas de diámetro más pequeño deberían tender a reducir la cantidad de deterioro bajo inversiones de carga.

Deberán suministrarse ganchos estandar, como estan definidos en la sección 7.1. del ACI 318-71, si la junta es insuficiente para ajustar la longitud de desarrollo recta requerida, se consideraran ganchos normales anclados en la junta para desarrollar esfuerzos de tensión en las varillas de refuerzo, donde:

$$f_h = 700(1-0.3d_b)\psi\sqrt{f'_c} \leq f_y \quad (\text{II.5.8})$$

$d_b$  = diámetro de la varilla en pulg.

$\psi$  = coeficiente que se tomará como 1 a menos que se satisfagan las siguientes condiciones:

- a.  $\psi = 1.4$  si las varillas son del #11 o menor.
- b. El recubrimiento de concreto normal a la varilla anclada no sea menor de 2.5 pulg. (6.35 cm.).
- c. El recubrimiento sobre la extensión más alla de la curvatura no sea menor de 2 pulg. (5.08 cm.), y esté contenida dentro del núcleo de concreto.

$\psi$  puede tomar el valor de 1.8 si la junta está confinada por estribos con una separación máxima de 3 veces el diámetro de la varilla anclada y satisface los requisitos para  $\psi = 1.4$ .

La longitud mínima empotrada entre la sección crítica y el gancho de

berá ser:

$$L_s = 0.04A_b (\alpha f_y - f_h) / \psi \sqrt{f'_c} \quad (\text{pulg.}) \quad (\text{II.5.9})$$

pero:  $L_s \geq 4d_b$  o  $L_s \geq 4\text{pulg.}$

el que sea más grande.

Los ganchos se deberán colocar tan lejos como sea posible de las secciones críticas, con el gancho contenido dentro del concreto confinado para refuerzo lateral.

El esfuerzo  $f_h$  desarrollado por el gancho estandar, está en función de las condiciones de confinamiento para varillas ancladas, los valores de  $f_h$  están basados en estudios recientes, ref. (4), en la cual se probaron varillas ancladas en la junta viga-columna, con  $\psi = 1.0$  y se obtuvieron esencialmente el mismo valor de esfuerzo dado en la sección 12.8 del ACI 318-71. Si se satisfacen ciertas condiciones de confinamiento,  $\psi$  puede aumentar. El empotramiento recto  $L_s$  se reduce si el confinamiento aumenta, la longitud  $L_s$  debe desarrollar la diferencia entre el esfuerzo  $\alpha f_y$  en el refuerzo de la sección crítica y la resistencia del gancho  $f_h$ . Si  $L_s$  es mayor de lo que se puede ajustar en el núcleo, la junta debe volver a ser diseñada. Las alternativas incluyen reducir el tamaño de la varilla o aumentar las dimensiones de la columna o la junta.

En general, los ganchos a  $90^\circ$  son preferibles a los ganchos de  $180^\circ$ . Las pruebas han indicado que el deslizamiento de los ganchos anclados es provocado en gran parte a la deformación radial bajo grandes esfuerzos de compresión desarrollados en el interior del radio de los ganchos. Donde las varillas longitudinales de la columna estén transmitiendo compresión excéntrica, la pendiente no deberá exceder de  $1/6$ . Los estribos requeridos en esa zona deberán soportar 1.5 veces el empuje horizontal desarrollado por las varillas de la columna en el esfuerzo de fluencia.

## II.6. JUNTAS VIGA-COLUMNA BAJO LARGAS INVERSIONES DE CARGA

POR D.L.N. LEE, JAMES K. WIGHT Y ROBERT D. HANSON. REF. (6)

Al diseñar edificios, que están estructurados a base de marcos de concreto reforzado en áreas de frecuente actividad sísmica, se supone que los miembros de los marcos, principalmente las vigas, serán capaces de resistir severas inversiones de carga en el rango inelástico sin pérdida significativa de resistencia y capacidad de disipación de energía.

Para satisfacer este supuesto diseño se debe poner atención en los detalles de refuerzo, especialmente en las juntas viga-columna.

Las principales consideraciones para el diseño fueron:

- a. El anclaje del refuerzo longitudinal de las vigas dentro de la junta.
- b. Proporcionar una capacidad adecuada de la junta a cortante.
- c. Mantener la capacidad de carga axial requerida.

Esta investigación tuvo como propósito estudiar el comportamiento de las juntas viga-columna diseñadas de acuerdo a las recomendaciones desarrolladas por el ACI-ASCE Comité 352 en 1976, ref. (5).

El diseño y las variables fueron:

- a. La cantidad y refuerzo transversal.
- b. La magnitud de la carga axial.
- c. La severidad de las cargas.

En la tabla II.6.1 se muestran las investigaciones previas para este trabajo. A continuación se dan las conclusiones de cada investigación previa.

AUTOR	CONCLUSIONES
Hanson y Connor ASCE (1967) ref. (1)	Sus resultados indicaron que un diseño apropiado y un detallado adecuado de juntas viga-columna, pueden resistir sismos moderados sin pérdida de resistencia.
Hanson, ASCE (1971), ref. (2).	Los resultados indicaron que el acero grado 60 puede usarse en conexiones viga-columna que estén diseñados para desarrollar un comportamiento dúctil.
Megget y Park, New Zealand Engi- neering. (1971).	Sus resultados indicaron que los ejemplares con vigas transversales tuvieron un mejor comportamiento que los ejemplares sin vigas transversales, este mejor comportamiento se le atribuyó al hecho de que el daño ocurrió primeramente en la zona de la articulación plástica de la viga a diferencia de la junta sin vigas transversales.
Park y Paulay, 5ta. Conferencia Mundial de Ingenie- ría Sísmica, Roma.	Sus resultados mostraron, para condiciones de carga cíclica inelástica, la resistencia a cortante contribuida por el concreto debe ser omitida en el diseño de juntas. También al experimentar con juntas exteriores, con tramos de vigas que confinaban a la junta, se observaron que el anclaje de las varillas de la viga fue más efectivo.

## AUTOR

## CONCLUSIONES

Usumeri y Seckin,  
 Depto. de Ingeniería  
 Civil de la Universi-  
 dad de Toronto.

Observaron que las juntas sin refuerzo transver-  
 sal resistieron una fuerza cortante 27% más alta  
 que el valor máximo especificado por el ACI 318-  
 71. Para juntas reforzadas, el esfuerzo cortan-  
 te resistido por el concreto decreció con el in-  
 cremento en la cantidad de refuerzo transversal;  
 este comportamiento no está de acuerdo con las  
 predicciones de la analogía de la armadura.

James O. Jirsa,  
 Proceedings. ACI

Investigó el comportamiento de ganchos a 90° an-  
 clados en blocks de concreto tratando de simular  
 condiciones de una junta exterior, variando el  
 recubrimiento, el tamaño y refuerzo longitudinal  
 de la columna. Los resultados indicaron que la  
 capacidad del gancho anclado podría incrementarse,  
 si ambos el confinamiento de los ganchos en  
 forma de estribos y la longitud recta de empotra-  
 miento fueran incrementados.

Jirsa y Meinheit,  
 Proceedings of the  
 U.S. National Con-  
 ference on Earth-  
 quake Engineering,  
 Ann Arbor Mich.

Indicaron que las expresiones usadas por Hanson  
 y Connor para determinar la contribución del con-  
 creto en la junta para resistir el cortante fue-  
 ron aceptables para predecir la fuerza con la  
 cual se forma la primera grieta diagonal, pero  
 la resistencia última al cortante de la junta  
 fue sustancialmente más grande que el agrieta-  
 miento diagonal producido por la fuerza. Tam-  
 bién sus resultados indicaron que una gran varia-  
 ción de carga axial y la cantidad de refuerzo  
 transversal dentro de la junta tienen poco efec-  
 to en la resistencia última a cortante de la jun-  
 ta.

En esta investigación se ensayaron 6 ejemplares, usando dos criterios de diseño que fueron Tipo 1 y Tipo 2 según el reporte del ACI-ASCE comite 352. La primera diferencia entre las conexiones resultó de los criterios de diseño, que fue la cantidad de refuerzo transversal en las juntas, vigas y columnas.

Para la fuerza cortante de diseño de la junta, la fuerza cortante última de la junta  $V_u$ , se obtuvo de la diferencia en  $T$  que es la fuerza de tensión del refuerzo longitudinal del lecho superior de la viga y la fuerza cortante de la columna  $V_{col}$ , la cual se determinó de un análisis estático, ver figs. II.6.1 y II.6.2.

Suponiendo que la fuerza aplicada en el extremo de la viga  $P$  (fig. II.6.1), indujo momentos en ésta; los momentos en la cara de la columna fueron de la misma magnitud que los momentos últimos sin factorizar, de la sección transversal de la viga.

El factor  $\alpha$  que aparece en la fuerza  $T$  (fig. II.6.2), toma en cuenta un posible esfuerzo y un endurecimiento por deformación del refuerzo longitudinal de las vigas durante grandes deformaciones dentro el rango inelástico.

Para juntas donde la ductilidad y resistencia sean requeridas para obtener un comportamiento adecuado, las recomendaciones indican que  $\alpha \geq 1.25$ . Por lo tanto el valor de  $\alpha$  será para cada tipo de juntas el siguiente:

Juntas tipo 2      $\alpha = 1.25$

Juntas tipo 1      $\alpha = 1.00$

En la tabla II.6.2 se muestran las secciones y propiedades de los materiales usados para el diseño de las juntas de prueba.

Antes de iniciar cada prueba, 4 de las 6 columnas de cada junta exterior, fueron cargadas axialmente con una carga constante de 40 Kips.

(18.12 ton.). Los autores propusieron dos programas de cargas cíclicas (ciclos de carga contra ductilidad  $\Delta/\Delta_y$ ), para simular un sismo moderado y un sismo severo, con una ductilidad máxima de  $\Delta/\Delta_y = 6$ .

En la tabla II.6.3 se muestra el tipo de diseño y el tipo de carga aplicada a cada junta.

Durante la prueba se observó que todas las juntas tuvieron un agrietamiento menor y en subsecuentes ciclos de carga con un mismo nivel de desplazamiento y mayor, produjeron pequeños agrietamientos adicionales en las juntas, al final de las pruebas las grietas en las juntas fueron angostas y el núcleo de concreto de ellas permaneció sin deterioro.

En la tabla II.6.4 se indica el comportamiento de cada uno de los 6 ejemplares.

Las curvas histeréticas (carga  $P$ , contra deflexión  $\Delta$ ), en el extremo de las vigas de las juntas 2, 5 y 6, mostraron que el primer cuarto de la curva del primer ciclo fue único; estas curvas fueron casi lineales hasta antes de la primera fluencia y un subsecuente endurecimiento por deformación del refuerzo del lecho superior de las vigas. Las curvas fueron uniformes después del primer ciclo de cargas. Esta forma de las curvas se vio influenciada por la combinación de:

- a. El comportamiento del acero a la fluencia incluyendo el efecto Bauschinger.
- b. La abertura y cierre de las grietas.
- c. El deslizamiento entre el concreto y el acero de refuerzo.

La carga en los desplazamientos positivos y negativos máximos decreció ligeramente después de cada ciclo de carga con el mismo nivel de desplazamiento. Este decremento se debió a la reducción en la rigidez de la conexión viga-columna causado por:

- a. Agrietamiento diagonal y astillamiento del recubrimiento en la viga.
- b. Deslizamiento del refuerzo longitudinal de la viga debido al agrietamiento vertical por cortante.
- c. Deterioro de la adherencia entre el concreto y el refuerzo longitudinal de la viga dentro de la junta y en la región crítica de la viga.

Las juntas con diseño tipo 2 mostraron menos pérdida de capacidad de carga cuando se presentaron las deflexiones máximas positivas y negativas en comparación de las juntas tipo 1. Las curvas histeréticas confirmaron este comportamiento ya que el área de las curvas de las juntas tipo 2 fue mayor a la de las juntas tipo 1.

Análisis y consideración. Durante la prueba se consideró que la fuerza cortante total en la junta sería resistida por el concreto y por el refuerzo transversal.

$$\text{donde: } V_t = V_c + V_s \quad (\text{II.6.1})$$

$V_c$  = Fuerza cortante resistida por el concreto.

$V_s$  = Fuerza cortante resistida por el refuerzo transversal.

$$\text{Además } V_t = A_s f_y - V_{c01}. \quad (\text{II.6.2})$$

La fuerza cortante resistida por el refuerzo transversal se calculó usando la siguiente expresión:

$$V_s = A_v f_s d / s \quad (\text{II.6.3})$$

$A_v$  = área del refuerzo transversal.

$f_s$  = esfuerzo del refuerzo transversal determinado por la deformación del refuerzo.

$d$  = distancia de la cara de la columna al refuerzo longitudinal de la cara opuesta a la columna.

$s$  = separación de estribos.

Se observó que la fuerza cortante resistida por el refuerzo transversal en la junta para las conexiones 5 y 6 con diseños tipo 2 y 1 respectivamente, se incrementó de acuerdo a la cantidad de refuerzo incrementado, esto es; al ser incrementada la cantidad de refuerzo transversal, la fuerza  $V_s$  se incrementa también, reduciendo la fuerza cortante resistida por el concreto.

Una tendencia diferente fue observada para la cantidad del corte resistido por el refuerzo transversal en la viga, en las conexiones 2 y 6 diseñadas con tipo 2 y 1 respectivamente, el cortante resistido por el refuerzo transversal fue independiente de la cantidad de refuerzo transversal. La cantidad de cortante soportado por el concreto decreció a casi cero, cuando el desplazamiento en el extremo de la viga se incrementó más allá de la deflexión correspondiente al resquebrajamiento del recubrimiento de concreto en la zona de articulación plástica.

Los resultados descritos arriba indicaron que la analogía de la armadura:

a. Es adecuada para predecir la cantidad de fuerza cortante resistida por el refuerzo transversal de la viga para deflexiones superiores y ligeramente más allá de la fluencia.

b. No es adecuada para predecir la cantidad de cortante llevado por el refuerzo transversal en la junta.

En la tabla II.6.5 se muestran las fuerzas cortantes registradas en la prueba y las fuerzas cortantes calculadas por la siguiente expresión:

$$V_c' = 3.5 \sqrt{f'c (1 + (0.002Nu)/Ag)} \quad bd \quad (II.6.4)$$

que es similar a la ecuación (II.5.6) de la ref. (5).

De la tabla II.6.5 se hacen las siguientes observaciones:

Los valores máximos de la fuerza cortante soportada por el concreto

en la junta,  $V_c$  col. (3), indican que la fuerza cortante en la junta para el primer agrietamiento, subestima la capacidad del concreto para resistir el cortante.

Los resultados obtenidos por la ecuación (II.6.4) para los ejemplares (3, 5 y 6), indicaron que la constante 3.5 podría incrementarse hasta un valor cercano a 7 y para el ejemplar 6, hasta 10.2.

Esta razón aparente para el incremento en la capacidad de la fuerza cortante resistida por el concreto en la junta para esta investigación, es la relación de la suma de la capacidad del momento último de la columna entre la capacidad de momento último de la viga. En este estudio la relación de 4.3 y 3.7 dependió de si la columna tenía o no carga axial. Esta relación es más grande que la relación reportada en los resultados de la investigación referida en las recomendaciones.

Los autores suponen que esta relación tan grande para la capacidad del momento de la columna puede ser la capacidad del momento que incrementa el confinamiento de la junta y consecuentemente podría reflejarse en el valor  $\gamma$  dado en las recomendaciones.

## CONCLUSIONES

1. El coeficiente  $\gamma$  en la ecuación (II.5.6) de la ref. (5), podría ser modificado para reflejar el efecto de confinamiento derivado de la relación de la suma de la capacidad a flexión de las columnas a la de las vigas. Sin embargo no hay suficiente información que sea aprovechada en una conclusión definitiva, pero un incremento en el factor existente por el valor  $0.5(\sum M_{col.}/\sum M_{vigas}-1)$ , puede ser apropiado para los resultados de prueba obtenidos en este trabajo.

2. Los resultados de este trabajo y 2 investigaciones previas indicaron claramente que la "analogía de la armadura" no es un método adecuado para determinar la contribución del refuerzo transversal para resistir el cortante de una junta viga-columna de concreto reforzado.

## II.7. RESISTENCIA Y DUCTILIDAD DE JUNTAS VIGA-COLUMNA COLADAS EN SITIO

POR S.M. UZUMERI. REF. (7)

En esta investigación se reportan los resultados experimentales del comportamiento de las juntas viga-columna de concreto reforzado coladas en sitio, sujetas a lentas inversiones de carga simulando cargas sísmicas.

Las variables de la prueba fueron:

- a. El tamaño de la junta.
- b. La cantidad de refuerzo de la junta.
- c. Las características de la curva esfuerzo deformación del acero de refuerzo de la junta.

Se ensayaron 8 juntas de las cuales 4 fueron de esquina y las 4 restantes fueron juntas aisladas ver fig. II.7.1.

Al terminar la prueba se observó que la historia de cargas no afectó la resistencia, pero sí afectó seriamente la rigidez del sistema viga-columna.

Las ecuaciones del ACI que predicen el agrietamiento por cortante fueron adecuadas, pero la analogía de la armadura a  $45^\circ$  no predice apropiadamente el comportamiento del refuerzo de la junta.

Las curvas esfuerzo deformación del acero de la junta tienen un efecto significativo en el proporcionamiento del confinamiento y en la capacidad de energía de las vigas que dependen importantemente del anclaje suministrado en la junta. Para asegurar que la articulación plástica se for-

me en la viga, la resistencia a la flexión de la columna solo se debe basar en el núcleo de la junta.

Sismos recientes han demostrado que aún cuando los elementos tales como vigas y columnas dentro de un marco permanecen intactos, la integridad de la estructura puede quedar indeterminada si las juntas viga-columna fallan.

Los reglamentos generales establecen que los miembros de marcos dúctiles de concreto reforzado, diseñados para resistir fuerzas sísmicas, deben asegurar que las articulaciones plásticas se presenten en las vigas y no en las columnas, ya que es preferible que la energía generada por las fuerzas que provocan deformaciones inelásticas sea disipada a través de las vigas, mientras que las columnas permanecen en un intervalo elástico y prevenir de esta manera el colapso total de la estructura.

Una junta funciona como una restricción para miembros contiguos como son: vigas y columnas, tal que a través de la historia de cargas los miembros pueden, si es necesario desarrollar su capacidad inelástica completa.

Una junta ideal es una junta rígida la cual es capaz de proporcionar los requerimientos de cortante en la junta y una capacidad adecuada de anclaje para las varillas de los miembros adyacentes. El comportamiento de la junta depende principalmente de:

- a. La geometría de la junta.
- b. La cantidad del acero de confinamiento de la junta.
- c. La resistencia total a cortante de la junta.
- d. El detallado de refuerzo.

Como ya se ha mencionado, las fuerzas que aparecen en la junta son transmitidas por adherencia entre el concreto y el acero y por el anclaje de los estribos, (fig. II.7.2).

En etapas muy tempranas de carga, previas al agrietamiento del con-

creto, el efecto de confinamiento fue pequeño; como el concreto tiende a agrietarse y provocar un ensanchamiento ante incremento de inversiones de carga. Por lo tanto el refuerzo de la junta será más efectivo en mantener el concreto de la junta unido y la falla de la junta por compresión o por cortante será retrasada y así de esta manera el acero de refuerzo podrá alcanzar su resistencia última.

Las siguientes etapas se pueden observar en una junta aislada o de esquina actuando como una limitación para el deterioro de la viga, si la viga esta sujeta a inversiones de carga en un intervalo inelástico.

1. Las varillas de la viga fluyen en la junta, empezando en el borde de la zona de confinamiento.

2. El agrietamiento del concreto alrededor de las varillas del refuerzo y la adherencia es pérdida.

3. Como un resultado de la etapa (2), existe un incremento en la de formación a lo largo de las varillas.

Con el aumento en el incremento de carga, la fuerza radial entre el acero y el concreto en la zona curva del gancho se incrementa y el aplastamiento del concreto se inicia abajo de la curvatura.

4. Después de cargas adicionales, el concreto en la región de la curva se aplasta localmente, provocando un deslizamiento significativo de las varillas.

5. Bajo cargas continuas, las varillas de las vigas experimentan un deslizamiento hacia afuera. Sus extremos tendieron a empujar hacia afuera de la junta y cuando se combinó con la adherencia transmitida debido a la diferencia de los esfuerzos de compresión en el acero de la columna entre el lecho superior e inferior de la junta, el recubrimiento en la parte posterior es agrietado y requiebado.

6. En ciclos sucesivos de inversiones de carga, se produce una de-

formación en el refuerzo de la junta y como el acero de la junta fluye, el puntal que se forma en la junta debido a la compresión falla. En esta etapa el núcleo de concreto se expande y el anclaje del acero en la viga se pierde.

El programa de pruebas, involucro muestras de prueba de tamaño natural. El modelo de prueba fue similar al realizado en la ref. (1), ver fig. (II.1.1).

La fig. II.7.3 muestra las dimensiones de las juntas y en la fig. II.7.4 se muestran los detalles de refuerzo. Todas las juntas fueron coladas en sitio en posición vertical.

El acero suministrado en las juntas 3, 7, 6 y 7 fue menor que el confinamiento requerido por la columna, según lo especificado por el ACI 318-71.

Programa de cargas. El seleccionar un programa de cargas real es una decisión muy difícil.

Reportes previos como ref. (1) y otros, escogieron un programa de cargas relativo a los factores de ductilidad, los cuales fueron definidos sobre diferentes bases. Parece ser, según opinión del autor que aún no hay un programa de cargas de acuerdo para representar un fenómeno en forma real, ni por desplazamientos para los cuales la conexión viga-columna debe estar sujeta.

Parece suponer no estar de acuerdo en un nivel de ductilidad deseado el cual, el diseñador debe proporcionar. En este trabajo no se intentó describir un programa de cargas.

Decisiones acerca de fuerzas o desplazamientos se produjeron en continuas etapas de cargas, se hicieron en base al comportamiento histórico registrado en los subconjuntos.

El cortante para cada etapa de carga fue determinado por la expresión:

$$V_j = T - H_E \quad (\text{II.7.1})$$

Características de la disipación de energía. La principal función de la junta, es permitir a las vigas conectadas disipar energía a través de deformaciones inelásticas.

Las juntas 7 y 8 fueron usadas para determinar la energía disipada; el procedimiento seguido fue tomar segmentos a cada 10 pulg. (25.4 cm.). El área bajo las curvas momento-rotación entre cualquiera dos etapas de carga dadas es una medida de la energía absorbida entre las dos etapas de carga especificada por la región considerada. El área bajo las curvas histéreticas es la energía disipada en la región estudiada.

Se puede observar en las figs. II.7.5 y II.7.6 la distribución de energía disipada a lo largo de la viga de cada espécimen (7 y 8), y la relación entre la energía disipada en la viga y la energía consumida para las mismas uniones.

Comportamiento de las juntas de prueba.

En este trabajo 3 de las 8 uniones no fueron reforzadas en el área de la junta, estas uniones fueron 1, 2 y 5.

EJEMPLAR	TIPO DE JUNTA
1	de esquina, con un tramo de viga.
2	aislada.
5	de esquina, con un tramo de viga.

Las curvas carga-deflexión indicaron que el comportamiento de los tres ejemplares fue similar.

Las inversiones de carga después de la pérdida de adherencia causaron

grandes deformaciones en el concreto el cual posteriormente resultó agrietado y resquebrajado, a lo largo de las varillas de la columna y el acero de refuerzo de las vigas falló por anclaje. El recubrimiento de la junta se agrietó y resquebrajo provocando que el anclaje de las varillas de la viga fallaran y que las varillas de la columna se pandearan.

En los tres ejemplares, la viga permaneció intacta, mientras la junta se deterioró rápidamente al incrementarse la magnitud de las inversiones de carga.

El ejemplar 2 no mostró la misma capacidad de anclaje como las conexiones 1 y 5. Esto pudo deberse a la ausencia del tramo de viga. Cuando se presentó la pérdida de adherencia, las deformaciones medidas indicaron que el esfuerzo máximo de las varillas de la viga ocurrió en la cara de la columna después de la pérdida por adherencia, las deformaciones avanzaron a lo largo de las varillas dentro de la junta hacia la curva del gancho.

Las juntas reforzadas fueron 3, 4, 6, 7 y 8.

EJEMPLAR	TIPO DE JUNTA	ESTRIBOS	OBSERVACIONES
3	de esquina	4#3	El primer estribo fue tipo U
4	de esquina	4#4	
6	aislada	8#4	
7	aislada	4#4	
8	aislada	8#4	Tuvo una varilla adicional del #9 arriba y abajo de la viga.

Las curvas carga deflexión de los ejemplares 3 y 4 indicaron que la ductilidad de las juntas fue varias veces más grande que las juntas no reforzadas.

La contribución aparente del concreto de las juntas 3 y 4 para la re

sistencia inducida en el cortante de la junta fue relativamente alta en comparación con el comportamiento de otros especímenes con refuerzo en la región de la conexión.

Se observó que en el cuarto ciclo de carga el estribo en forma de U del ejemplar 3 se cizalló, permitiendo que las varillas de la columna más próximas a este estribo fallaran por pandeo en esta región. Por lo tanto los estribos tipo U abiertos fueron inefectivos.

El ejemplar 4 mostró una falla no definida y el proceso de carga se suspendió después de 10 ciclos. Al terminar la prueba la junta estaba en buenas condiciones. El esfuerzo del acero longitudinal de la viga indicó que el anclaje de estas varillas fue principalmente suministrado por los estribos. El incremento de esfuerzos fue muy pequeño en los puntos más alejados de la curva del gancho de las varillas dentro de la junta comparados con los esfuerzos en la curva y en longitud recta de empotramiento. La longitud proporcionada más allá de los ganchos estandar mostró ser adecuada, no requiriendo una longitud adicional, este comportamiento corresponde con los resultados obtenidos en la ref. (4).

El ejemplar 6 como el ejemplar 4, no tuvo una falla definida la prueba se detuvo debido a una falla en el sistema de cargas.

En los especímenes 6 y 7, la articulación plástica ocurrió en viga, sin embargo en el espécimen 8 el esfuerzo de fluencia se presentó en las varillas de la columna y no en la viga.

En las conexiones 6, 7 y 8, los esfuerzos máximos del refuerzo de la viga aparecieron en la cara de la columna dentro de la junta y el esfuerzo fue aumentando progresivamente hacia el gancho en la parte posterior de la columna, este comportamiento corresponde al obtenido en la ref. (4).

En el ejemplar 6 la fuerza  $F$  de la viga fue retirada al final de la prueba y la carga  $N$  de la columna fue incrementada hasta la falla, para

determinar la resistencia a la compresión del núcleo de la junta. La falla bajo carga axial ocurrió por el pandeo de las varillas de la columna al nivel del refuerzo del lecho superior hacia arriba, donde el espaciamiento de los estribos fue mayor.

El ejemplar 7 también fue cargado axialmente hasta la falla después de haber terminado el proceso de carga. La columna falló debido al pandeo de las varillas a la mitad de la altura de la junta.

El mismo procedimiento usado para las juntas 6 y 7 fue seguido para el ejemplar 8. Se observó que el recubrimiento en la parte posterior de la columna el recubrimiento se agrietó y resquebrajó en etapas tempranas de carga.

#### Análisis de los resultados obtenidos.

No hay duda que cualquier espécimen puede ser forzado a la falla. La pregunta surge si lo que esperamos es real y si a lo que llegamos es real. Ambas demandas son hechas sobre la junta y el comportamiento en niveles superiores al real, debe ser conocido.

La historia de cargas aplicada a cada unión fue diferente; las curvas carga-desplazamiento mostraron no tener una diferencia significativa en las envolventes de los ejemplares 1 a 7 hasta alcanzar cada uno su capacidad de carga máxima. Sin embargo indicaron que la historia de cargas tiene un efecto muy pronunciado en la rigidez del subconjunto.

El agrietamiento por cortante predicho por el ACI 318-71 ecuación (II.7), correspondió con el primer agrietamiento significativo por cortante en la junta durante la prueba para los 3 ejemplares sin confinamiento en la junta.

El confinamiento proporcionado en la junta por refuerzo transversal, incrementó la ductilidad de las conexiones varias veces sobre las juntas

no reforzadas.

El mayor efecto de los estribos en la junta fue proporcionar confinamiento al núcleo de concreto, la expansión lateral del concreto fue resistida e incrementó la resistencia y ductilidad de la junta. El confinamiento de la junta proporcionó un anclaje adecuado a las varillas de la viga dentro de la junta permitiendo de esta manera desarrollar su capacidad última a flexión.

Las juntas no confinadas proporcionaron un anclaje del 92 al 98% del momento último teórico  $M_{ujb}$ , sin embargo en ciclos subsecuentes de carga la junta no fue capaz de sostener en anclaje del refuerzo de la viga.

Validez del método de diseño por cortante del ACI.

El método proporcionado por el ACI 318-71 para miembros con refuerzo a cortante se derivó de los miembros a flexión. Por la ausencia de otro método, sin embargo es comunmente usado para el diseño de juntas. El método esta basado en la analogía de la armadura a 45°, la cual asigna cualquier cortante para el concreto  $V_c$  y el resto al refuerzo transversal  $V_s$ ; la suma resulta la capacidad total a cortante  $V_t$ .

$$V_t = V_c + V_s \quad (II.7.2)$$

$$V_s = A_v f_y d / s \quad (II.7.3)$$

$$V_c = v_c b d \quad (II.7.4)$$

$$v_c = 3.5 \sqrt{(1 + 0.002(Nu/Ag)) f'_c} \quad (II.7.5)$$

De las curvas cortante contra deformaciones de los estribos de la junta, se observó que la fracción de cortante asignada a  $V_c$  permanece efectiva después de la fluencia de los ganchos y además se observó que el cortante tomado por el concreto decreció al aumentar la cantidad de estribos en la junta, este comportamiento corresponde con las observaciones hechas en la ref. (6), puesto que la magnitud de  $V_j$  fue casi la misma para los ejemplares 3, 4, 6 y 7, la aparente contribución del concreto decrece

al aumentar la cantidad de estribos. Esto da lugar a serias dudas sobre la aplicabilidad del método de la analogía de la armadura y de las ecuaciones del ACI.

Se ha sugerido que la contribución del concreto a cortante sea ignorado, en la aplicación de la ecuación (II.7.2), y continuar el diseño de los estribos en base a la analogía de la armadura a  $45^\circ$ .

Efecto de la cantidad de acero en la junta.

Los ejemplares 4 y 6 fueron similares excepto por lo siguiente:

EJEMPLAR	No. ESTRIBOS	TIPO DE JUNTA
4	4#4	De esquina
6	8#4	Aislada

Las curvas esfuerzo-deformación para el acero de refuerzo de la junta 4 no presentó tener meseta (plataforma de fluencia), esto es tener un esfuerzo de fluencia definido, mientras que el acero de refuerzo del ejemplar 6 tuvo un tratamiento especial.

Las envolventes de las curvas cortante  $V_j$  contra deflexiones en el extremo de la viga, mostraron ser casi las mismas. Parece ser que el confinamiento extra en la junta 6 no fue necesario para proporcionar un confinamiento adecuado en el núcleo de la junta y mantener el anclaje del refuerzo de la viga en buen estado.

Esta observación fue más significativa cuando se consideró, si la demanda de ductilidad en la región de la articulación de la viga fue muy grande, sobre toda la estabilidad de la estructura en lugar de la capacidad a cortante de la junta, que puede llegar a ser crítica, como un resultado del deterioro de rigidez del subconjunto.

Espaciamiento de los estribos. Se observó que los estribos que es-

tan arriba y abajo de la junta también están sujetos a grandes esfuerzos, por lo que la separación obtenida en la junta se debe extender a las partes adyacentes de ella, justo fuera del núcleo para prevenir fallas prematuras.

Se observó en la prueba que el tramo de viga no tuvo un efecto significativo, aún que parece ser que proporcionó una mejor resistencia a la junta.

Todos los ejemplares fueron cargados axialmente con una fuerza constante de  $N = 520$  kips. (235.6 Ton.); es indudable que esta fuerza de compresión ayudó en etapas tempranas de carga al comportamiento del subconjunto, sin embargo esta carga al ser continua durante las inversiones de carga pudo llegar a deteriorar a la junta, lo cual puede crear discusión. Se observó que en etapas posteriores de carga, el anclaje del refuerzo de la viga es proporcionado por la curva del gancho de las varillas, en estas etapas el concreto del núcleo actuó como una serie de puntales sometidos a compresión; una gran carga axial de compresión aplicada a estos puntales puede ser perjudicial en lugar de ayudar a la junta. Esta observación corresponde con los resultados de la ref. (4), este comportamiento estaba siendo investigado en la misma Universidad de Toronto.

El criterio seguido en la resistencia de las vigas y columnas, fue un sistema de viga débil y columna fuerte, para asegurar que la articulación plástica se presentará en la viga, mientras la columna se mantendría en un intervalo elástico.

De acuerdo con las reglas de diseño del ACI, para estos ejemplares se debe de cumplir que:

$$\Sigma M_{UC} > \Sigma M_{UB} \quad (\text{II.7.6})$$

Al observar esta relación (II.7.6), durante la prueba en los 8 ejemplares, en los primeros 7 la relación tuvo un valor mayor a 2 únicamente

en el ejemplar 8 la relación llegó a ser de 1.57, en este mismo espécimen la articulación se formó en la columna.

Un aspecto de gran importancia, que hizo notar el autor fue que durante las inversiones de carga el recubrimiento de las conexiones en la región de la junta se agrietó y resquebrajó, en este estado el recubrimiento no contribuye a la resistencia, por lo tanto la capacidad a flexión se debe basar solo en la capacidad a flexión del núcleo de concreto de la junta.

Al calcular nuevamente la capacidad a flexión, pero ahora con el área del núcleo de la junta, con la misma carga axial  $N = 520$  kips. (235.6 Ton.). Al aplicar de nuevo la relación (7.6), se observó que los valores para cada junta decrecieron, siendo menores a 2 solamente el valor del ejemplar 8 llegó a ser menor a 1, lo cual correspondió a la articulación formada en la columna.

Al terminar de aplicar las inversiones de carga a las conexiones 6, 7 y 8, fueron cargadas axialmente hasta la falla ( $P_{ULT.}$ ).

Los resultados mostraron que el núcleo de la junta fue severamente dañado, pero las conexiones 6 y 8 las cuales tuvieron un mayor confinamiento, sostuvieron cargas axiales mas altas que las calculadas.

Deterioro de la rigidez de las juntas.

En un marco dúctil, la rigidez lateral del marco es relativa a las rigideces de las vigas y columnas. Ya sea han analizado anteriormente la pérdida de rigidez que toma lugar en las vigas de concreto reforzado sujetas a inversiones de carga.

El efecto del deterioro de la junta y el deslizamiento del refuerzo de las vigas en la pérdida de la rigidez de la viga en el subconjunto fue muy significativo.

La fig. II.7.5 muestra la forma deflectada de las vigas de los ejemplares 7 y 8. La diferencia entre los resultados experimentales y la deflexión calculada de las rotaciones medidas, se puede deber al deslizamiento de las varillas del refuerzo de la viga y al deslizamiento en la cara de la columna, la distorsión de la junta, la rotación elástica de la columna y la deformación por cortante de la viga. Los registros durante la prueba mostraron que la rotación elástica de la columna fue pequeña. Al estar analizando los resultados; los cálculos de la deflexión por cortante se hicieron suponiendo que en las primeras 20 pulg. (50.8 cm.) de la viga los estribos fluirían. Se determinó que la deformación por cortante en esta etapa fue únicamente de 0.06 pulg. (0.153 cm.), en comparación con el extremo de la viga de los dos ejemplares 7 y 8, que fueron de 5.33 y 5.64 pulg. (13.54 y 14.33 cm.).

Esto demostró que el efecto por deformación debido a cortante se puede omitir en el diseño.

Se puede concluir que en un análisis dinámico inelástico donde la pérdida de rigidez es consecuencia del deslizamiento del refuerzo de la viga y de la distorsión de la junta, y no sean considerados; los resultados que se obtengan no serán muy válidos.

De la fig. II.7.6 se observó que para la conexión 7 su comportamiento fue casi una línea recta. El cambio de pendiente hacia el final de la prueba pudo ser resultado de la debilitación de la región de la junta y puede indicar un incremento en la disipación de energía de la junta. Para el ejemplar 8 la curva al final de la prueba fue casi horizontal. Estos resultados mostraron que la articulación plástica se desarrolló en la columna en lugar de la viga. Estas curvas fig. (II.7.6), demostraron la importancia del comportamiento de la junta sobre las características de la disipación de energía en la región crítica de la viga.

## CONCLUSIONES

1. El desarrollo de un conjunto de perspectivas realista para juntas está basado en los requerimientos de ductilidad de la región crítica de la viga inmediata a la junta, que debe ser el paso más importante para el procedimiento de un diseño racional para las juntas.

2. La historia de cargas no afectó la resistencia pero si afectó seriamente la rigidez del subconjunto viga-columna.

3. La suposición de una junta rígida en un análisis dinámico inelástico para estructuras a base de marcos de concreto reforzado puede dar resultados inválidos.

4. Tratar de evitar que los estribos de confinamiento en la junta no fluyan.

5. Los momentos secundarios provocados por el efecto P- $\delta$  combinados con el deterioro de la rigidez tiene un significado importante en el diseño de sistemas estructurales.

6. Proporcionar un anclaje adecuado al acero de refuerzo de las vigas dentro de la junta, la longitud de la articulación plástica en la viga se incrementa con cada inversión de carga.

7. La función de los estribos en la junta es proporcionar confinamiento y resistencia a cortante a la junta e incrementar la capacidad de la junta para proporcionar un anclaje completo al refuerzo de la viga dentro de la junta durante cada inversión de carga.

8. La ductilidad en la junta no es deseable. El principal propósito es prevenir la fluencia de los estribos en la junta.

9. La junta del espécimen 8, no se comportó adecuadamente ya que la

articulación plástica se formó en la columna y no en la viga, como era de esperarse lo cual no cumplió con lo establecido en los reglamentos.

10. El reglamento ACI 318-71 ec. (11.7) parece haber predicho adecuadamente el agrietamiento de cortante en la junta viga-columna bajo grandes cargas axiales.

11. El método de la analogía de la armadura propuesto por el ACI, para el diseño del refuerzo a cortante de la junta, no predice adecuadamente el comportamiento de la junta.

12. Los estribos de la junta se deben extender arriba y abajo del núcleo de la junta cuando menos a una distancia igual a la mitad de la altura de la junta, para prevenir fallas prematuras.

13. La fuerza de tensión máxima del acero de la viga se presentó dentro del confinamiento de la junta y no en la cara de la columna. Por lo tanto la longitud de desarrollo se debe calcular de la línea del acero vertical de la columna o de la región de confinamiento, en lugar de calcularla de la cara de la columna como lo estipulaban los reglamentos de esa época.

14. El tipo de anclaje proporcionado por la junta a la viga tiene un efecto significativo en la disipación de energía de la viga.

15. Los estribos abiertos tipo U de la columna los cuales están anclados en las vigas no ofrecen un confinamiento como tales.

## II.8. JUNTAS VIGA-COLUMNA DE CONCRETO REFORZADO POR CARGA SISMICA

POR R. C. FENWICK Y H. M. IRVINE. REF. (8)

En este artículo se revisó y se amplió la teoría básica de diseño de juntas viga-columna de concreto reforzado. La teoría alternativa de la placa de adherencia fue propuesta para aplicarse en este tipo de conexiones.

Pruebas reportadas en los años pasados, mostraron que las juntas viga-columna que están sometidas a cargas sísmicas las cuales sufren un deterioro de su rigidez, a causas de este tipo de fuerzas. Para mejorar su funcionamiento, se han presentado una serie de recomendaciones, las cuales han consistido en proporcionar un confinamiento más adecuado a la región de junta.

Al paso del tiempo, observando el comportamiento de las conexiones y determinando sus problemas, se han mejorado los reglamentos. Estas mejoras han consistido en: variar el tamaño de las vigas y/o la cantidad del refuerzo transversal de las juntas. Como consecuencia esto ha provocado un alto congestionamiento de refuerzo en las conexiones, que a su vez hace difícil el proceso de colado del concreto en estas regiones e incrementa el costo. Los porcentajes extras de acero en las juntas requeridos por el peralte de las vigas se han incrementado en un 30% más, que las cantidades de acero usadas en las conexiones en años pasados.

El objetivo de este trabajo fue desarrollar alternativas de detalles en la región de la junta, que proporcionen un comportamiento satisfactorio bajo cargas sísmicas, con menos restricciones en términos de requerimiento de acero.

El artículo contemplo tres partes las cuales fueron:

- II.8.1. Mecanismos básicos para la resistencia a cortante.
- II.8.2. Comparación y evaluación de los métodos de cálculo para el diseño de juntas.
- II.8.3. Descripción de una alternativa para el diseño de juntas usando el concepto de la placa de adherencia.

II.8.1. Se han identificado varios mecanismos de resistencia a cortante en conexiones viga-columna de concreto reforzado, como son:

- a. Resistencia a cortante del concreto.
- b. La acción del panel de armadura, similar a la acción del refuerzo del alma en vigas de concreto (ver fig. II.8.1.a)
- c. La acción del puntal diagonal, el cual es análogo a la acción del arco en vigas, II.8.1(b).

a. La contribución del concreto para la resistencia a cortante es ciertamente apreciable en juntas sujetas a cargas estáticas. Sin embargo, resultados de especímenes probados con inversiones de cargas repetidas indicaron que esta componente decrece. Por lo tanto algunos investigadores han decidido omitir la contribución del concreto a cortante en el diseño de conexiones.

En la fig. II.8.2 se ilustran las acciones del panel de armadura y del puntal diagonal en la junta.

Al aplicar inversiones repetidas de carga, apareceran fuerzas como las que se muestran en la fig. II.8.2.(a), debido a esto se generaran grandes esfuerzos de adherencia a través de la junta, por ejemplo las varillas del lecho superior de la viga estaran fluyendo a tensión en un lado y el esfuerzo de compre-

sión  $f's$  en el otro lado será:

$$f's = \frac{A_{sb}}{A_{st}} f_y < f_y \quad (\text{II.8.1})$$

en donde  $A_{sb}$  = área del acero a flexión en lecho inferior de la viga.

$A_{st}$  = área del acero a flexión en lecho superior de la viga.

La fuerza cortante actuante en la junta en el lecho superior (ver fig. II.8.2(a)) será:

$$V_j = T_1 + C_2 - V_3 \quad (\text{II.8.2})$$

donde  $T_1$ , la fuerza de tensión debido a flexión

$C_2$ , la fuerza de compresión debido a flexión

$V_3$ , la fuerza de la columna arriba de la junta.

b. Acción del panel de armadura.

La acción del panel de armadura proporcionan las siguientes restricciones a  $V_j$ ,

b.1. Actúan fuerzas diagonales de compresión entre las grietas D.

b.2. Actúan fuerzas verticales que se originan de la carga axial  $P$  de la columna y las fuerzas de estribos verticales de confinamiento  $S_v$ . (ver fig. II.8.2(b)).

El equilibrio de fuerzas debe satisfacerse tomando a D.C.L como el polígono de fuerzas (ver figs. II.8.3 y II.8.2(b)), por lo tanto

$$P_u = C_3 - T_3 \quad (\text{II.8.3})$$

La dirección de  $\Sigma D_1$  es fijada por ángulo  $\theta$  de las grietas, las cuales han sido observadas para desarrollarse paralelas a la diagonal de la junta.

$$\text{Por lo tanto} \quad \theta = \tan^{-1} (h_b/h_c) \quad (\text{II.8.4})$$

donde  $h_b$  y  $h_c$  están definidas en la fig. II.8.2(a).

Para cubrir el cortante total por la acción del panel de armadura, el área de los estribos verticales  $\Sigma A_v$  (con una fluencia  $f'y$ ) esta dado por

$$\Sigma A_v f'y = (\{T_1 + C_2\} - V_3) \frac{hb}{hc} - P_u \quad (\text{II.8.5})$$

Esta ecuación II.8.5 se afectará por un factor  $\alpha = 1.25$  el cual cubrirá un sobre esfuerzo debido a el endurecimiento por deformación del acero y en adición un factor por reducción por cortante  $\phi = 0.85$ .

Por lo tanto la ec. (II.8.5) se modificaría de la siguiente manera:

$$\Sigma A_v f'y = \frac{\alpha}{\phi} (\{A_{st} + A_{sb}\} f_y - V_3) \frac{hb}{hc} - P_u \quad (\text{II.8.6})$$

$$\text{donde } A_{st} = T_1 f_y \quad \text{y} \quad A_{sb} = C_2 f_y$$

De la ec. II.8.6 se puede observar que el incremento de  $P_u$  incrementa la resistencia a cortante por la acción de la armadura, proporcionando un adecuado confinamiento horizontal por medio de estribos.

La carga axial se considera que solo mejora la adherencia de el refuerzo, aunque el efecto es nocivo cuando la carga  $P_u$  es de tensión. Esto se puede presentar cuando una estructura esta su

jeta a excitaciones sísmicas.

Los estribos horizontales se requieren para completar la acción del panel de armadura. Por lo tanto el área de estos estribos es

$$\Sigma A_h f_y = \frac{\alpha}{\phi} ((A_{st} + A_{sb}) f_y - V_3) \quad (II.8.7)$$

Para satisfacer la acción del panel de armadura, los estribos horizontales y verticales son necesarios en la junta. Los cuales deben estar anclados alrededor de acero a flexión. No obstante en la realidad esto no se hace, ya es que complicado colocar estribos verticales en cada una de las juntas. Por lo tanto este método no es muy eficiente.

Se puede pensar que las varillas de la columna distribuidas alrededor de la junta pudieran funcionar como estribos verticales. Sin embargo, considerar a estas varillas de esta forma es inseguro o incierto, ya que no llegan a ser tan eficientes como un estribo cerrado. Pero se ha visto en algunos trabajos experimentales, tales como la ref. 4, que las varillas distribuidas alrededor la junta mejoran su comportamiento.

#### c. Acción del puntal diagonal.

Las fuerzas de compresión debido a flexión en las esquinas de la junta, junto con las fuerzas de tensión del otro lado de la junta, son balanceadas por la acción de una fuerza inclinada de compresión (ver fig. II.8.2(c)), en esta figura se muestran las fuerzas de tensión  $T_1$ ,  $T_2$ ,  $T_3$  y  $T_4$  las cuales están ancladas en sus lados opuestos; se observa de esta misma figura que los puntos que desarrollan altos esfuerzos de adherencia son los puntos donde si existen fuerzas de compresión. Bajo inver-

siones de carga, los puntos de compresión se van alternando, y el refuerzo longitudinal fluye presentandose deformaciones que provocan que la longitud entre los puntos A y B crezca. Por lo tanto la extensión puede ser únicamente tomada por el deslizamiento de las varillas a través de la junta.

Ante inversiones cíclicas de carga, asociadas con la acción del puntal diagonal, la capacidad de adherencia entre concreto y el acero es destruida progresivamente, provocando en las esquinas de la junta astillamientos y agrietamientos, con un consecuente deslizamiento del refuerzo longitudinal dentro de la junta, esto no afecta considerablemente la resistencia, pero si deteriora en gran parte la rigidez de la conexión, (estas observaciones coinciden con las presentadas en la ref. 7).

El agrietamiento del recubrimiento de la junta es consecuencia de las inversiones repetidas de carga, este agrietamiento reduce severamente la capacidad de la junta ante fuerzas axiales (advertencia hecha también en la ref. 7).

Teóricamente la acción del puntal diagonal no requiere estribos para resistir fuerza cortante. Sin embargo se requiere acero de refuerzo en la región de la junta para controlar el ancho de las grietas diagonales, ya que la compresión provoca fuerzas de tensión  $P_t$  normales al plano de estas mismas grietas (ver fig. II.8.4(b)). El comportamiento de la junta arriba mencionado se consideró análogo al comportamiento elástico de un cilindro sujeto a una fuerza  $D$  como se muestra en la fig. II.8.4(a), donde la fuerza  $P_t$  es generada por la línea de carga actuando en la sección transversal; esta fuerza esta dada por:

$$P_t = 2D/\pi \quad (II.8.8)$$

donde  $D$  es una fuerza de compresión.

Aplicando la expresión II.8.8 al problema de la junta, donde D es una fuerza de compresión diagonal con un ángulo de inclinación de  $45^\circ$  e ignorando la influencia del cortante de la junta obtenemos lo siguiente:

$$D = \sqrt{2} (T_1 + C_2) \quad (\text{II.8.9})$$

Ahora si se considera que la fuerza D actúa en un ancho igual a "a" de la fig. II.8.4(c) se observa una dispersión diagonal de la fuerza diagonal generando un momento flexionante, que es proporcional a  $(1 - a/d)$ . Por lo tanto haciendo una aproximación de Pt a el momento flexionante se llega a que

$$Pt = 2 D(1 - a/d)/\pi \quad (\text{II.8.10})$$

y suponiendo  $a \approx 0.2d$ , se obtiene finalmente que

$$Pt \approx 0.5 D \quad (\text{II.8.11})$$

Si se utiliza una malla ortogonal de refuerzo en la junta con áreas de acero Ah y Av respectivamente, entonces.

$$Pt\sqrt{2} = \frac{1}{2} (\sqrt{2})^2 (T_1 + C_2) \approx (Av + Ah) f'y$$

$$\text{o } (Ast + Asb)fy \approx (Av + Ah) f'y \quad (\text{II.8.12})$$

donde fy. es el esfuerzo de fluencia del refuerzo a flexión y f'y. es el correspondiente valor de fluencia de los estribos.

La expresión II.8.12 se limita solo a juntas que son aproximadamente cuadradas y con un análisis elástico de la junta.

Unicamente las grietas diagonales forman la rigidez transversal a tensión.

Una suposición más realista, para el uso del acero en la jun

ta, sería afectando a la ec. (II.8.12) por un factor  $\gamma$ , tal que:

$$\gamma(A_{st} + A_{sb})f_y = (A_v + A_h)f'_y \quad (\text{II.8.13})$$

donde  $\gamma < 1$ .

## II.8.2. Métodos frecuentes para el diseño de juntas.

Se han propuesto diferentes alternativas para el diseño de juntas. Sin embargo el único reglamento relevante ha sido el ACI. Empero trabajos experimentales realizados en años pasados han indicado que estas recomendaciones no aseguran un funcionamiento adecuado.

El refuerzo de estribos es requerido en las zonas de la junta por dos razones principales:

- a. Porque incrementa la resistencia a cortante.
- b. Porque proporciona un confinamiento al núcleo de concreto.

El concreto se supone que contribuye a la resistencia por cortante, pero esta contribución puede omitirse si la carga axial es baja o nula y en consecuencia todo el cortante es tomado solo por el refuerzo de la junta.

Los reglamentos no especifican estribos verticales en la junta, por lo tanto las recomendaciones de estos códigos no se pueden interpretar en términos de la acción del panel de armadura.

El problema de altos esfuerzos de adherencia a través de la región de la junta es considerado en el reglamento MWD, el cual propone limitar el diámetro de las varillas para poder controlar la falla por adherencia (esta consideración fue tomada en cuenta en la ref. 4).

Los procedimientos de diseño basados en la acción del panel de

armadura y la acción del puntal diagonal descritos en este artículo, han sido últimamente propuestos por el grupo de estudio de marcos de el N.Z.N.S.E.E.

El cortante actuante en la junta es resistido principalmente por una combinación de la acción del panel de armadura y la acción del puntal diagonal. Sin embargo, en juntas convencionales, la ausencia de estribos verticales hace que no sea posible la aplicabilidad completamente del método del panel de armadura y el insuficiente anclaje es aprovechado por la acción del puntal diagonal.

### II.8.3 Concepto de placa de adherencia.

En esta sección se introduce un concepto el cual toma muy en cuenta el método del puntal diagonal.

Por lo tanto el concepto de la placa de adherencia consiste en que todo el cortante sea transmitido por la acción de puntal diagonal. La adherencia no transmitida es supuesta por el acero principal a flexión en la región de la junta, y como un resultado el cambio completo en la fuerza en las varillas, de compresión en un lado y en tensión en el otro, es tomado fuera en las placas de adherencia, las cuales fijan a el acero de flexión en el perímetro de la junta, y estas soportan la fuerza diagonal de compresión sobre el concreto ver fig. II.8.2(c). Puesto que la acción del puntal diagonal es el principal método de transferencia de carga en la junta, los requerimientos del refuerzo a cortante de la junta son reducidos considerablemente con la fuerza diagonal de compresión. (ver ec. II.8.13).

## CONCLUSIONES

1. El mecanismo básico de la resistencia a cortante en las

juntas ha sido discutido y formulado para el cálculo del acero de refuerzo de las juntas, asociando los requerimientos de los dos métodos vistos en este informe (b. Acción del panel de armadura, c. Acción del puntal diagonal).

Una revisión de métodos de diseño existentes para juntas, mostró que ninguno puede ser interpretado racionalmente en términos de algunos de los dos métodos tratados aquí.

2. El concepto de la placa de adherencia puede ser una alternativa para el diseño de conexiones viga-columna.

## II.9. COMPORTAMIENTO SISMICO DE SUBCONJUNTOS INTERIORES VIGA-COLUMNA DE CONCRETO REFORZADO

POR S. WIWATHANATEPA, E. POPOV Y V. BERTERO. REF. (9)

Este estudio forma parte de un programa de investigaciones dirigidas a determinar analíticamente y experimentalmente el comportamiento de subconjuntos interiores de concreto reforzado.

En este trabajo se dió gran importancia a la pérdida de adherencia, la cual provocó un deterioro en la rigidez, ductilidad, resistencia y disipación de energía en los subconjuntos sometidos a inversiones de carga. Ya que algunos reglamentos vigentes establecen recomendaciones que no son adecuadas respecto al fenómeno que se presenta debido a la adherencia, por lo que en consecuencia se plantean serios problemas de anclaje.

Una observación importante que hacen los autores es que las recomendaciones estan basadas en resultados obtenidos bajo cargas monotónicas las cuales no son representativas de sismos severos.

Después de haber hecho investigaciones de tipo económico sobre el costo de las conexiones, se llegó a la conclusión de que las conexiones deben ser de lo más simple posibles.

Determinación del modelo de prueba.

Para mantener las características mecánicas estables en la junta, se adoptó un modelo para la conexión viga-columna, de un entrepiso muy bajo de un marco de un edificio de 20 niveles, con el objeto de que la carga lateral fuera la excitación dominante sobre las cargas gravitacionales.

Este edificio se diseño con el reglamento Uniforme para Edificios de 1970, en la zona 3 ver fig. (II.9.1a).

En la fig. II.9.1b se observan las cargas gravitacionales y laterales que están actuando simultáneamente; la superposición de los momentos flexionantes produjeron deformaciones inelásticas en la zona de la conexión y que con incrementos de inversión de carga provocarían articulaciones plásticas en las regiones críticas de las vigas.

El modelo de prueba se muestra en la fig. II.9.2, la escala del modelo fue 1:2. En la tabla II.9.1 se muestran las dimensiones del subconjunto.

En la fig. II.9.3 se muestran las cargas aplicadas H y P donde: H = Carga lateral y P = Carga axial.

En el modelo de prueba se supuso que se presentarían puntos de inflexión a la mitad de la altura de la columna  $h/2$  y a la mitad del claro de la viga  $L/2$ , debido a que la excitación dominante sería la fuerza lateral provocada por movimientos sísmicos.

Para el registro durante la prueba se usaron dos tipos de instrumentación los cuales fueron:

- a. Mediciones por carga y reacción.
- b. Mediciones de extensiones y deformaciones.

Para el caso (a), se utilizaron transductores para medir la aplicación de las cargas P y H, además se registraron las reacciones en los extremos de las vigas  $V_w$  y  $V_E$ .

Para (b), las mediciones se obtuvieron por medio de calibradores colocados en la junta y en las regiones críticas de las vigas, para obtener las deformaciones en el refuerzo de la viga y la columna, también para obtener las deformaciones que se presentaron en los estribos de las vigas, columna y en la junta.

Con esta instrumentación fue posible obtener, la curvatura promedio

de las vigas, la deformación máxima de las varillas y la deformación del concreto, con lo cual se detectó el deslizamiento sufrido por las varillas de refuerzo de las vigas dentro de la junta y así poder determinar el promedio de la extensión de las secciones transversales de las vigas.

Existen dos razones importantes del porque de las mediciones de las grietas.

1. Estos datos son necesarios para calcular el deslizamiento de las varillas de refuerzo de las vigas, con respecto al concreto en las caras de la junta.

2. Las mediciones proporcionan una determinación alternativa para fijar la rotación debida a las varillas en la conexión.

Uno de los principales parametros de la prueba fue el desplazamiento horizontal  $\delta$  en la parte inferior de la columna del subconjunto.

En esta investigación se probaron dos subconjuntos denominados BC4 y BC4E, sus resultados fueron comparados entre sí, además estos resultados también fueron comparados con un tercer subconjunto el cual fue probado anteriormente, dentro del mismo programa de investigación, este ejemplar fue denominado como BC3.

El procedimiento de prueba seguido para el ejemplar BC4 fue el siguiente: Primero se cargó axialmente la columna con una fuerza  $P = 470$  kips. (213 Ton.), la cual se mantuvo constante durante toda la prueba. Esta carga axial produjo reacciones en los dos extremos de las vigas cuyo valor fue de 3,5 kips. (1.59 Ton.).

Las cargas laterales se controlaron durante la prueba mediante el desplazamiento  $\delta$  en la parte inferior de la columna.

Las figs. II.9.4 (a, b y c), muestran la historia de cargas de cada subconjunto probado. La fig. II.9.4b muestra la gráfica del ejemplar BC4

que consistió de cargas cíclicas con pequeñas amplitudes de desplazamiento, para simular cargas de servicio, las amplitudes fueron cuidadosamente limitadas durante la prueba con el objeto de poder ser reparado por el método de inyección de resinas epoxi. El desplazamiento máximo registrado en el subconjunto fue de  $\delta = 3.6$  pulg. (9.14 cm.) y  $\delta = 3.57$  pulg. (9.07 cm.).

El proceso de reparación seguido consistió en extender la resina epoxi sobre las superficies agrietadas hasta llegar a sellarlas completamente. Bajo condiciones normales la efectividad del método llega a sellar grietas mayores de 0.005 pulg. (0.013 cm.), de ancho y a través de procedimientos especiales se pueden llegar a sellar grietas a la mitad de las que se reparan con procedimientos normales.

Se observó que el ejemplar BC4 durante los ciclos más severos se agrietó y el recubrimiento en la zona de la junta se fragmentó, por lo que para restaurar esa zona se tuvo que limpiar y esas partes fueron nuevamente coladas con lentas aplicaciones de una pasta que esta constituida de resinas epoxi arena y lechada de concreto.

El procedimiento de prueba para BC4E fue el siguiente: La columna se volvió a cargar axialmente con una fuerza  $P = 470$  kips. (213 Ton.), la cual se mantuvo en la fig. II.9.4c, donde se observa incrementos progresivos de carga hasta llegar a alcanzar la deflexión máxima  $\delta_{\text{máx.}} = 4$  pulg. (10.16 cm.).

El comportamiento del ejemplar BC4 fue descrito por medio de la respuesta  $H$  contra  $\delta$ , este comportamiento depende de todo el conjunto que consiste de las dos vigas, la columna y la junta. Al aplicar las cargas  $P$  y  $H$  al subconjunto, cada elemento resistió una parte de las cargas y deflexiones totales, de acuerdo a su rigidez relativa. El desplazamiento  $\delta$  fig. (II.9.5), esta integrado por varias componentes independientes como son:

$$\delta = (\delta_{rf} + \delta_{rs}) + (\delta_{col.f} + \delta_{col.s}) + (\delta_{js} + \delta_{jp}) \quad (II.9.1)$$

Donde los parentesis representan las deformaciones de las vigas, columna y junta respectivamente; los subíndices denotan modos de deformación  $f$  = flexión,  $s$  = cortante, mientras  $p$  denota los efectos que se presentan en las varillas de las vigas dentro de la junta llamados: empuje de varillas de refuerzo de la viga hacia adentro de la junta y jalón de estas mismas varillas hacia afuera de la junta (push-in y pull-out), que provocan la rotación de las vigas.

La ecuación II.9.1 incluye todas las posibles causas de deformación, sin embargo se ha observado en pruebas anteriores y las efectuadas a los subconjuntos BC3, BC4 y BC4E, que la deformación por cortante en la columna y la junta fueron muy pequeñas, por esta razón la ecuación II.9.1 se redujó a:

$$\delta = \delta_{rf} + \delta_{rs} + \delta_{colf} + \delta_{jp} \quad (II.9.2)$$

El desplazamiento  $\delta$ , esta gobernado fundamentalmente por las deformaciones en las regiones críticas ver fig. (II.9.6).

El comportamiento general del subconjunto BC4 fue el siguiente: Se registró una carga descendente de 3.5 kips. (1.59 Ton.), en los extremos de las vigas simulando cargas gravitacionales, esta fuerza provocó un momento negativo de 223 K-pulg. (2.56 Ton-m.), en la cara de la columna.

Las primeras grietas que se desarrollaron, fueron en las caras superiores de las vigas debido a la flexión. Posteriormente aparecieron grietas diagonales por cortante. La fuerza cortante necesaria para que aparecieran las grietas diagonales fue de 16.6 kips. (7.52 Ton.), comparada con la fuerza obtenida por el reglamento del ACI 1971, que fue de 17.4 kips. (7.88 Ton.). Se observó que las grietas fueron menos inclinadas en las regiones BW2 y BE2 (ver fig. II.9.6).

Se observó que en LP19 fig. II.9.4b, se produjo un abultamiento del recubrimiento de concreto, esto provocó el deslizamiento del acero de las

vigas ancladas dentro de la junta.

Al observar el comportamiento del ejemplar ante cargas horizontales en una dirección y en otra, esto es, que el efecto (push-in y pull-out), fue un factor importante en la respuesta del subconjunto, estos efectos se examinaron por medio de curvas histeréticas en las regiones críticas.

La fig. II.9.7 muestra la configuración deformada del subconjunto, las ecuaciones de equilibrio de la configuración deformada fueron:

$$H = (V_W - V_E) - P\delta/L \quad H = H_{EQ} - P\delta/L \quad (\text{II.9.3})$$

donde

$$H_{EQ} = V_W - V_E \quad H_{EQ} = H + P\delta/L \quad (\text{II.9.4})$$

$H_{EQ}$  se puede interpretar como el resultado de los incrementos medidos por  $H$  y por el efecto  $P-\delta$ .

Durante la prueba  $H$  y  $H_{EQ}$  fueron medidos y registrados continuamente,  $H$  fue medido tomando en cuenta la fuerza friccionante desarrollada en los rodillos de los extremos libres de las vigas y en las articulaciones de la columna.

Para sobrellevar la incertidumbre de las fuerzas de fricción, las curvas  $H$  y  $H_{EQ}$  se usaron para estudiar el comportamiento del subconjunto. Las curvas  $H_{EQ}-\delta$  y  $H-\delta$  difirieron únicamente en incluir posteriormente el efecto  $P-\delta$ , esto se observa en la fig. II.9.8, ya que dicho efecto (momento de segundo orden), tendio a reducir en un 40% la capacidad de cortante del entepiso,  $H$ . Por lo tanto este efecto  $P-\delta$  no debe ser omitido en ningún análisis y diseño ya que si fuera así provocaría inestabilidad lateral prematura.

Al diferenciar la ecuación II.9.3 se obtuvo lo siguiente:

$$\frac{dH}{d\delta} = \frac{dH}{d\delta} - \frac{P}{L} \quad (\text{II.9.5})$$

La rigidez de la curva H- $\delta$  fue menor que la curva  $H_{EQ}$ - $\delta$  debido al terminó P/L.

El subconjunto BC4 se comportó elásticamente ante pequeñas amplitudes, con una rigidez promedio de  $H_{EQ}$ - $\delta$  entre un intervalo de 131 a 137 kips/pulg. (23.4 Ton/cm. a 24.3 Ton/cm.). La rigidez de BC4 decreció monotónicamente de 132 a 75 kips/pulg. (23.5 a 13.4 Ton/cm.), por causa del agrietamiento progresivo que se presentó en las regiones críticas de las vigas y también provocó un incremento en las fuerzas de tensión de las varillas de refuerzo, las cuales se deslizaron hacia afuera de la junta.

La fluencia que se presentó en las varillas del subconjunto provocó un fuerte endurecimiento por deformación, esta deformación se produjo por que el acero de refuerzo de las dos vigas no fluyó al mismo tiempo; esto es cuando el acero de refuerzo de una viga fluía, la otra se encontraba en un intervalo elástico y cuando esta última empezaba a fluir la otra entra en un proceso de endurecimiento por deformación.

El máximo desplazamiento alcanzado fue de  $\delta = 3.6$  pulg. (9.15 cm.), este desplazamiento provocó un deterioro significativo en la rigidez de BC4, donde las zonas más dañadas fueron las regiones críticas y la junta. Cuando se aplicó una carga descendente, la rigidez inicialmente elástica fue de 132 kips/pulg. (23.54 Ton/cm.) y fue decayendo a 31.4 kips/pulg. (5.60 Ton/cm.), hasta llegar a 7.8 kips/pulg. (1.39 cm.), este cambio tan brusco en la rigidez se debió a la fluencia de las varillas de las vigas.

Este deterioro tan severo de la rigidez y la reducción de los esfuerzos fue provocado por la pérdida de adherencia entre el concreto y el acero de refuerzo de las vigas dentro de la junta, la región crítica de las vigas experimentaron poco cambio en la deformación mientras que el cambio en la rotación provocado por el deslizamiento de las varillas en la zona de la conexión fue considerable.

Se notó que el mayor deslizamiento ocurrió a lo largo del refuerzo inferior de las vigas.

Se observó que durante la prueba el subconjunto BC4, que fue diseñado de acuerdo a los reglamentos generales, pudo mantener desplazamientos dúctiles mayores a un valor de 6, sin pérdida de resistencia ante cargas monotónicas, pero en subsecuentes inversiones de carga su ductilidad decreció.

La causa principal del deterioro de la rigidez, se dio por los significativos desplazamientos del refuerzo de las vigas, que se localizaron en las regiones críticas de las vigas sometidas a flexión y dentro de la junta.

Para analizar el comportamiento del subconjunto provocado por el deslizamiento de las varillas, usaron el siguiente modelo fig. II.9.9; diferenciando la ecuación II.9.3 con respecto a  $V_w$  se obtuvo lo siguiente:

$$\frac{dH}{dV_w} = 1 - \frac{dV}{dV_w} - \frac{P}{L} \frac{d\delta}{dV_w} \quad (\text{II.9.6})$$

Definiendo la rigidez de los miembros como:

$$dM_w = 63.5 \quad dV_w = KWd\theta \quad (\text{II.9.7})$$

$$dM_E = 63.5 \quad dV_E = -KEd\theta$$

Donde,  $d\theta$  = cambio de ángulo que resulta de la deformación y deslizamiento del refuerzo de las vigas.

Sustituyendo las ecuaciones (II.9.7) en (II.9.6), se obtuvo lo siguiente:

$$\frac{dH}{dV_w} = 1 + \frac{KE}{KW} - \frac{P}{L} \frac{d\delta}{dV_w} \quad (\text{II.9.8})$$

$$\frac{dH}{dV_E} = -1 - \frac{KW}{KE} - \frac{P}{L} \frac{d\delta}{dV_E} \quad (\text{II.9.9})$$

Estas ecuaciones describen las curvas  $H-V_W$  y  $H-V_E$ , además  $d\delta/dV_W$  y  $d\delta/dV_E$ , son relativamente pequeños por lo tanto las ecs. II.9.8 y II.9.9 se reducen a:

$$\frac{dH}{dV_W} = 1 + \frac{KE}{KW} \quad (II.9.10)$$

$$\frac{dH}{dV_E} = -1 - \frac{KE}{KW} \quad (II.9.11)$$

Se indicó durante el proceso de prueba que las varillas de las vigas fluyeron o entraron en una etapa de endurecimiento por deformación, esto implicó que la rigidez total del subconjunto BC4 decreciera mientras el desplazamiento  $\delta$  se incrementó considerablemente y la resistencia que ofrecieron los miembros se redujo notablemente.

Generalmente al analizar marcos estructurales, se considera a la junta como una junta rígida y la flexibilidad se le atribuyó a las vigas y columnas, debido a que existía una información reducida sobre la flexibilidad de la junta. Por lo tanto en esta investigación se puso un gran cuidado en la instrumentación para obtener datos reales sobre el comportamiento de la junta.

Las gráficas momento-rotación, a las que se les asoció el efecto (push-in y pull-out), indicaron que el comportamiento del refuerzo principal fue lineal entre los incrementos de carga LP6RB y LP12, ver fig. II.9.4b.

La rigidez total fue calculada para dos casos:

1. Incluyendo el deslizamiento del refuerzo de la viga dentro de la junta.
2. Excluyendo el deslizamiento del refuerzo dentro de la junta.

Para el caso (1), la rigidez a flexión de la viga se redujo de un 20% a un 30%.

El cambio brusco en la rigidez se debió a la deformación de las varillas, producida por la fluencia de ellas mismas dentro de la junta. Al comparar los resultados experimentales con los resultados teóricos se observó una correlación muy aceptable.

Durante las inversiones de carga la rigidez disminuyó en  $1/5$  de su rigidez inicialmente elástica, este deterioro se pudo atribuir particularmente a la pérdida de adherencia en la junta y al efecto Bauschinger.

La fig. II.9.10 ilustra el proceso de falla de la adherencia en la región de la junta, durante la secuencia de cargas que fueron aplicadas al subconjunto BC4. Esta falla fue más pronunciada en las varillas del lecho inferior de las vigas, ya que ahí fue donde se desarrollaron los esfuerzos más altos ante los incrementos de carga.

Otra causa importante del deterioro de la rigidez fue la reducción de la resistencia a la flexión, ya que antes que ocurriera el deslizamiento del refuerzo longitudinal, se pudo describir el comportamiento del ejemplar a flexión.

Al comparar los momentos de fluencia experimentales con los obtenidos por medio del reglamento del ACI, se observó una buena correlación.

El deterioro gradual de la rigidez se puede describir por las siguientes causas:

a. La resistencia a la compresión del concreto se vio reducida ante grandes fuerzas axiales de compresión. La inversión de cargas produjo nuevas grietas y las existentes se desarrollaron a través de la sección transversal provocando que los momentos fueran únicamente resistidos por el refuerzo superior e inferior de las vigas, sin la contribución del concreto. Así que la rigidez de la viga se vio reducida grandemente, por lo que se

generaron significativas deformaciones en las varillas inferiores de la viga, debido a que el refuerzo fue menor en el lecho inferior.

b. Reducción del módulo de elasticidad de las varillas inferiores y el inherente efecto Bauschinger.

3. El agrietamiento en las secciones transversales de la viga provocó, que las varillas en las grietas trabajaran a flexión, esto redujo la transmisión de fuerzas axiales y la rigidez, fig. II.9.11.

Se observó que la deflexión por cortante no fue tan significativa como la producida por flexión y el deslizamiento del refuerzo longitudinal. Sin embargo el deterioro de rigidez por flexión esta interrelacionada con la deformación por cortante.

El desplazamiento horizontal  $\delta$ , depende de varias componentes de deformación como son:

a. Deformación de las vigas.

b. Deformación en la conexión viga-columna producida por el efecto (pull-out y push-in).

El valor de los desplazamientos de la distribución de curvatura por flexión de la viga oeste, se obtuvieron de la siguiente manera:

$$\delta_W = (\phi_{W1} \times 9) \times 59 \quad (\text{pulg.}) \quad \text{En la 1a. región crítica.}$$

$$\delta_W = (\phi_{W2} \times 9) \times 50.5 \quad (\text{pulg.}) \quad \text{En la 2a. región crítica.}$$

$$\delta_{EW} = \frac{VW(46.5)^3}{3EI} \quad (\text{pulg.}) \quad \text{En el resto de la viga.}$$

La rigidez EI se tomó de la sección agrietada de la viga, ya que la deformación ocurrió en el intervalo post-elástico.

La deformación por cortante máximo se presentó en la región crítica

de las vigas, donde ocurrió la deformación inelástica, la deformación por cortante en el resto de la viga no se tomó en cuenta por ser muy pequeña.

$$\text{Por lo tanto: } \delta_{sw} = \gamma \times 11 \text{ pulg.}$$

$$\gamma_w = \text{deformación angular.}$$

Distorsión por cortante en las caras de la columna, en esta contribución no se incluyó el efecto (push-in y pull-out).

$$\delta_{pw} = \theta_{pw} \times 63.5 \text{ pulg.}$$

Las componentes de desplazamiento para la columna se calcularon suponiendo un comportamiento elástico-lineal.

$$\delta_{col} = \frac{\phi_u}{3} (28)^3 + \frac{\phi_b}{3} (28)^3 \quad (\text{II.9.17})$$

De la fig. II.9.12 se hacen los siguientes comentarios, sobre el desplazamiento horizontal  $\delta$ .

1. El resultado experimental obtenido para  $\delta$ , tuvo una diferencia del 12% con respecto al resultado teórico calculado.
2. Las deformaciones en las tres regiones críticas contribuyeron en más del 80%, siendo entre un 40 y 50% para la primera región crítica de las vigas, de un 11 a un 18% para la segunda región crítica y de un 20 a un 38% para la junta debido al deslizamiento del refuerzo longitudinal de las vigas.
3. Después de la primera fluencia, la contribución al desplazamiento  $\delta$  por cortante en las vigas, por flexión en la columna y la porción elástica de las vigas fueron generalmente pequeñas.

Conclusiones respecto al subconjunto BC4.

1. Los desplazamientos dúctiles llegaron a ser tan grandes como 6,

sin pérdida en la resistencia ante cargas laterales, ya sean cargas monotónicas o por inversiones de cargas.

2. El efecto P- $\delta$  puede producir un notable efecto en la respuesta a la deformación por carga lateral en los entrepisos más bajos de grandes edificios, por lo que se debe tomar en cuenta dentro del análisis y diseño.

3. Las vigas son reforzadas sólo en un 50% en lecho inferior en comparación con el refuerzo del lecho superior, lo cual provoca una elevación considerable en el esfuerzo de fluencia en las varillas inferiores. Además provoca un deterioro en la adherencia del refuerzo longitudinal dentro de la junta. Por lo tanto se recomienda incrementar la cantidad del acero en lecho inferior de las vigas, para retrasar el deterioro excesivo de la adherencia.

4. El efecto (push-in y pull-out), del refuerzo tanto inferior como superior de las vigas contribuye significativamente a la degradación de la rigidez de la conexión viga-columna.

#### Comportamiento del subconjunto BC4E (reparado mediante resinas epoxi).

Antes de iniciar la secuencia de cargas, la columna fue cargada axialmente con una fuerza  $P = 470$  kips. (213 Ton.), esta carga axial provocó reacciones en las vigas, a su vez estas reacciones provocaron momentos negativos, esto proporcionó condiciones favorables para que deformara y se formaran pequeñas grietas en las vigas sujetas a flexión. Al aplicar la secuencia de cargas (fig. II.9.4c), se observó que las grietas aparecieron en la parte superior e inferior de las vigas, provocando abultamientos en el recubrimiento de concreto. Después de haber aplicado las cargas en un nivel elástico, la deformación y el agrietamiento fue aumentando, esto se reflejó en la rotación de las vigas, causadas por los excesivos deslizamientos de las varillas dentro de la junta. Al aplicar la secuencia de cargas al ejemplar BC4E, las regiones críticas resistieron menos rotacio-

nes, que antes de la primera falla y de que estuviera reparado.

Se advirtió durante la prueba acerca de las grietas, que indicaron un concluyente daño en la adherencia de las varillas del lecho inferior de las vigas a lo largo de la junta, que no fue reparado efectivamente. Por lo tanto la restauración de la adherencia en el interior de la junta por medio de la técnica de inyección de resinas epoxi es cuestionable. Sin embargo, este método restauró la rigidez y los esfuerzos a niveles de cargas de trabajo en la región crítica de la viga. Es decir que el ejemplar BC4E se comportó satisfactoriamente antes de agrietarse.

Comparación de los resultados experimentales de BC4 y BC4E.

La respuesta total de los ejemplares se compone de las contribuciones de las vigas, columna y junta. Al comparar las rigideces de los subconjuntos se observó lo siguiente:

EJEMPLARES	RIGIDEZ INICIAL ELASTICA	DIFERENCIA
BC4	137 kips/pulg; 24.43 T/cm.	de un 50%
BC4E	72 kips/pulg; 12.84 T/cm.	

Esta diferencia en la rigidez (fig. II.9.13), se debió a que la restauración de las grietas del ejemplar BC4E por medio de inyección de resinas epoxi no fue completamente selladas, por lo que la adherencia a lo largo del empotramiento dentro de la junta no fue restaurada completamente y por lo tanto la rigidez de BC4E fue muy baja.

La rigidez de BC4E fue disminuyendo al estar siendo aplicada la secuencia de cargas, hasta llegar a casi cero.

Para análisis sísmicos se han usado modelos elasto-plásticos que han servido de base para desarrollar modelos más sofisticados.

En este trabajo se usó un modelo elasto-plástico, para estudiar el

comportamiento del subconjunto BC4E.

Se observó que para curvas con el mismo nivel de desplazamientos, la energía disipada por el espécimen reparado varió de un 10 a un 50% en comparación del modelo ideal. La reducción en la capacidad de cortante debida al efecto  $P-\delta$ , con una ductilidad aproximada del 4.5 fue del 50% y para una ductilidad de 5.3 la reducción de cortante llegó a ser del 80%.

Al comparar la capacidad de carga de BC4 y BC4E se vió que era poco relevante, hacer esta comparación. Por lo tanto la comparación se hizo dentro del intervalo elástico para la condición de resistencia máxima, la fig. II.9.14 muestra que la función del espécimen reparado en un nivel útil fue tan bueno como el nivel superior de la primera deformación elástica significativa, aún que sus deflexiones fueron ligeramente más grandes.

En ambos subconjuntos no se presentó la falla frágil, por lo que la diferencia en la capacidad de disipación de energía de BC4E fue de un sexto de la capacidad de energía disipada por BC4.

Al comparar los diagramas de momento-rotación de las vigas de BC4 y BC4E incluyendo el efecto (push-in y pull-out), fig. II.9.15 se observó un deterioro de rigidez de BC4E evidente, la causa principal fue el excesivo deslizamiento de las varillas dentro de la junta, provocando grandes rotaciones de las vigas en las caras de la columna, estas rotaciones fueron mayores a las que se presentaron en el subconjunto BC4. Estas diferencias indicaron que la adherencia dentro de la junta no fue restaurada adecuadamente.

Los diagramas momento-curvatura para la primera región crítica de las vigas de ambos ejemplares, indicaron que la rigidez inicial fue muy parecida. Por lo tanto no fue una contribución significativa para el deterioro de la rigidez. Se puede decir que el método de inyección de resinas epoxi para reparar grietas en las vigas es efectivo, lo que no ocurre

en la región de la junta.

El deterioro de la rigidez del subconjunto se puede clasificar en dos fases.

1. Antes de la destrucción de la adherencia, la mayor causa del daño ocurrió en las varillas del lecho inferior, bajo ciclos completos de carga.

2. El comportamiento de la junta y las causas del deterioro de la rigidez fue estudiado por curvas momento rotación. La fig. II.9.16 ilustra el comportamiento de la junta, debido a la acción de los momentos que actúan en las vigas.

### CONCLUSIONES

1. El efecto  $P-\delta$  en la respuesta de deformaciones fue muy pronunciado.

2. La rigidez de BC4E en condiciones de trabajo fue aproximadamente el 50% de la rigidez de BC4. Pero sin embargo, la resistencia máxima de BC4E en el intervalo elástico fue un poco más alta que en BC4. Por lo tanto se considera que el comportamiento en condiciones de trabajo de BC4E fue satisfactorio.

3. Una deflexión dúctil del subconjunto BC4E más allá de 2.3, provocó un deterioro pronunciado en la rigidez inicial. Sus curvas histeréticas mostraron una gran reducción en la absorción y disipación de energía. Por lo tanto el método de inyección de resinas epoxi, resulta ser inefectivo en la restauración de las propiedades mecánicas originales del subconjunto, para las condiciones más severas de desplazamiento. La causa principal del bajo rendimiento del ejemplar reparado, fue la inefectividad del método para restaurar la adherencia de las varillas del lecho inferior a lo largo de la longitud de empotramiento dentro de la columna,

cuando la muestra fue sujeta a una serie de ciclos que produjeron grandes desplazamientos con una ductilidad 2.3 y mayor.

4. El método de reparación es efectivo en las vigas que están sujetas a flexión primordialmente.

Influencia de la historia de cargas en la respuesta de las conexiones viga-columna, BC3 y BC4.

a. En BC3 se experimentó una caída en la resistencia después de alcanzar un desplazamiento de -2.8 pulg. (7.11 cm.), mientras BC4 fue capaz de mantener un incremento en la resistencia con un nivel de desplazamiento de -3.5 pulg. (8.9 cm.). Esto implicó que la capacidad del subconjunto para deformarse sin pérdida de resistencia es adversamente afectado por cargas cíclicas.

b. Las curvas de respuesta carga-deformación para BC3 antes del desplazamiento 2.8 pulg. (7.11 cm.), tuvieron crecimientos desproporcionados con deslizamientos reducidos en los valores máximos de  $H_{EQ}$  y un moderado deterioro en la rigidez. Más allá de la deformación de 2.8 pulg. (7.11 cm.), las curvas se mostraron inestables y en consecuencia tuvieron decrementos en la respuesta resistencia y rigidez.

Respuesta de la junta.

Las rotaciones  $\theta_{PW}$  y  $\theta_{PE}$  en las vigas, fueron causadas principalmente por el efecto (push-in y pull-out), la rotación máxima en las vigas de BC3 fue mayor que las rotaciones que se presentaron en las vigas de BC4. Las curvas momento-rotación indicaron un súbito decrecimiento en la resistencia y rigidez de la respuesta total, causada por una deficiente transferencia de adherencia en el refuerzo principal dentro de la conexión viga-columna.

Respuesta a la flexión en las regiones críticas de las vigas.

Al comparar el comportamiento de las curvaturas máximas de BC3 y BC4, se observó que el promedio de curvatura para BC3 fue 0.66 veces menor que BC4. Esto se debió a que las rotaciones en las caras de la columna de BC3 fueron mayores que para BC4. Por lo tanto el decremento en la curvatura para BC3 se debió al deslizamiento del refuerzo principal en las vigas.

Rotación en las caras de la columna y regiones críticas de las vigas.

Las principales contribuciones para la deflexión del subconjunto,  $\delta$ , fueron:

- a. Deformación de la junta.
- b. La deflexión en las regiones críticas de las vigas.

Observaciones.

1. Las rotaciones en las vigas son causadas por el deslizamiento de las varillas dentro de la junta. Para  $\delta < 3$  pulg. (7.62 cm.), son generalmente más grandes las rotaciones ante cargas cíclicas, que bajo cargas monotónicas, por flexión en la dirección débil. Por flexión en la dirección fuerte las rotaciones no crecieron considerablemente ante el proceso de cargas.

2. Las rotaciones en las regiones críticas,  $\theta_{W1}$  y  $\theta_{E1}$  en la dirección débil en el mismo intervalo de desplazamientos fueron más pequeños para cargas cíclicas que para cargas monotónicas, mientras que para la dirección fuerte hubo una ligera variación en  $\delta$  puesto que es una función del extremo de las vigas y sólo se puede esperar que bajo condiciones de carga, un extremo tenga una rotación mayor que en el otro lado.

3. Las deflexiones que se produjeron en los extremos de las vigas de 0 a 3 pulg. (0 a 7.62 cm.), provocaron grandes rotaciones en las regiones críticas.

4. Para desplazamientos mayores a 3 pulg. (7.62 cm.), la falla en

la adherencia ocurrió principalmente por inversiones de carga, ya que provocaron grandes rotaciones. Este fenómeno no se presentó en las curvas monotónicas.

5. Las rotaciones en la junta fueron más grandes en las curvas repetidas que para la primera curva cíclica de cargas, mientras las rotaciones en las regiones críticas de las vigas son más grandes en la primera curva que para la segunda.

#### Modos de falla de BC3 y BC4.

Como ya se ha mencionado la falla de los subconjuntos ha sido consecuencia del deslizamiento del refuerzo principal de las vigas dentro de la junta, pero en un estudio detallado se mostró que la falla de la junta fue restringida por el deslizamiento de las varillas del lecho inferior de las vigas en los dos subconjuntos. Considerando que el deslizamiento de las varillas ocurre en ambos lechos inferior y superior. Este casi simultáneo deslizamiento del refuerzo en ambos lechos provocó una caída en la resistencia y un deterioro de la rigidez, en consecuencia los subconjuntos no fueron capaces de dominar el efecto  $P-\delta$ , por lo que llegaron a ser inestables.

#### Resistencia de BC3 y BC4.

La figura II.9.17 indicó que la resistencia última de BC3 se definió tanto para la dirección positiva como negativa, en tanto que para BC4 únicamente se definió la resistencia última en la dirección positiva.

Para la respuesta  $H_{EQ}-\delta$  (fig. II.9.18), se indicó que la resistencia era insensitiva a la secuencia de cargas por lo siguiente:

a. La resistencia de la conexión viga-columna, fue diseñada de acuerdo al criterio de trabe débil y columna fuerte (criterio seguido por las referencias anteriores), es gobernada por la capacidad carga-resistencia de las dos vigas. La resistencia depende principalmente del esfuerzo

de fluencia de las varillas.

b. El incremento en la capacidad de carga de las vigas con respecto a la resistencia última calculada por el ACI, es muy pequeña debido a que el comportamiento del acero dentro del intervalo de endurecimiento por deformación de las varillas es compensado por el deslizamiento de las varillas en la junta y por el daño en el bloque de concreto a compresión causado por el agrietamiento del recubrimiento.

Deterioro de la rigidez.

De la fig. II.9.19 se hacen las siguientes observaciones:

1. En todos los casos, para cargas monotónicas, la rigidez del subconjunto BC4 no se deterioró grandemente.

2. Los grandes desplazamientos horizontales desarrollados por los ciclos de carga, influyeron en forma importante en el deterioro de la rigidez de BC3.

3. El deterioro de la rigidez de BC3, sujeto a progresivos incrementos de desplazamiento, superó al observado en BC4.

4. El deterioro de la rigidez de BC3 fue mayor que el registrado para BC4, ver fig. II.9.19, la rigidez de BC4 fue 10 veces mayor que para BC3. Sin embargo ambos subconjuntos tuvieron el mismo desplazamiento máximo  $\delta_{\text{máx}} = 3.6$  pulg. (9.14 cm.).

5. La rigidez en el intervalo post-elástico de BC3 experimentó un considerable deterioro en comparación con el intervalo elástico.

6. Cuando las vigas estuvieron sometidas a flexión, se observó que la rigidez inicial a flexión de BC3 y BC4 en el lecho inferior fue casi la misma, mientras que en lecho superior la rigidez a flexión fue ligeramente más baja en BC4 que en BC3. Por lo tanto el deterioro de la rigidez de un ejemplar es más severo ante inversiones cíclicas de carga que ante cargas monotónicas o recargas cuyo desplazamiento sea el mismo. La diferencia

del deterioro de rigidez bajo diferentes secuencias de carga es causado principalmente por la falla en la adherencia dentro de la junta.

#### Ductilidad de BC3 y BC4.

Los desplazamientos en BC3 y las rotaciones que alcanzaron por primera vez, fueron utilizados para calcular las ductilidades. Las deflexiones dúctiles que aparecieron en la primera fluencia de BC3 y BC4 fueron los valores más bajos obtenidos de la ductilidad.

#### Disipación de energía para BC3 y BC4.

Para materiales elasto-plásticos, la absorción y disipación de energía pueden ser expresados explícitamente como función de la resistencia y ductilidad. La disipación y absorción de energía se calculó directamente de las curvas histeréticas experimentales (fig. II.9.18).

La cantidad de energía disipada se obtuvo mediante las áreas encerradas por las curvas momento-rotación, de las regiones críticas de las vigas y la junta. En la fig. II.9.20 se indican las magnitudes de las componentes de la energía disipada por ciclo para BC3 y BC4. La energía disipada por BC3 decreció entre los niveles de desplazamiento  $\delta_1 = 2.9$  pulg. (7.37 cm.) y  $\delta_2 = 4$  pulg. (10.16 cm.), ya que grandes desplazamientos cíclicos de carga provocaron deterioro en la rigidez lo cual redujo el área encerrada por las curvas.

La distribución de la energía disipada por diferentes mecanismos en BC3 y BC4 fue completamente diferente, ya que cambió conforme a los niveles de desplazamiento  $\delta_1 = 7.37$  cm. en la primera región crítica de la viga contribuyó aproximadamente en un 50% de la energía disipada por ciclo, mientras que para el efecto (pull-out), en la junta contribuyó en un 25% y para  $\delta_2 = 10.16$  cm., la región crítica fue casi cero y la junta contribuyó aproximadamente con el 100%. Para BC4 con un  $\delta = 3.6$  pulg. (9.14 cm.), la junta contribuyó en un 25% mientras que las dos regiones críticas la.

y 2a. contribuyeron con un 38% y 18% respectivamente, además se observó estar en buenas condiciones la adherencia de las varillas en la junta de BC4.

#### Resistencia de los subconjuntos BC3 y BC4E.

Los dos subconjuntos alcanzaron la misma carga última, donde BC4E va rió entre un 90 a 110% con respecto a BC3, esto implicó que los desplazamientos fueran  $\pm 3$  pulg. (7.62 cm.). En el segundo ciclo de carga BC4E tu vo una caída considerable en la resistencia con respecto a BC3. La resis tencia de las vigas reparadas, en el lecho inferior a flexión fue más pequeña que la resistencia para BC3, en todos los niveles de desplazamiento excepto para desplazamientos mayores que 2.5 pulg. (6.35 cm.), pero en la dirección fuerte BC4E fue mayor a BC3. Este decremento en la resistencia del espécimen reparado, en la dirección débil fue causado por el deslizamiento de las varillas del lecho inferior de las vigas, dentro de la junta.

#### Deterioro de la rigidez.

El deterioro de la rigidez para BC4E fue mayor que para BC3, la rigi dez inicial de BC4E decreció de 69.3 kips/pulg. (12.35 t/cm.), a casi cero y para BC3 la rigidez inicial de 47.8 kips/pulg. (8.52 T/cm.) decreció a 23 kips/pulg. (4.1 T/cm.), fig. II.9.21.

Comparando la rigidez de la junta en ambas conexiones viga-columna, se observó que la rigidez de BC4E fue considerablemente más baja que en BC3. En cambio para la rigidez a flexión en la dirección fuerte de BC3 fue menor que para BC4E. Por lo tanto el deterioro de la rigidez de BC4E fue consecuencia de la pérdida de adherencia de las varillas en la junta. Los incrementos subsecuentes de desplazamiento influyeron poco en el dete rioro de rigidez a flexión en BC4E, porque la restauración de las grietas de las vigas fue efectiva y el daño se presentó en la junta.

#### Ductilidad de BC3 y BC4E.

Para definir la ductilidad de BC3 y BC4E fue necesario obtener la de formación en la primera fluencia, en el caso de BC4E no fue posible definir la primera fluencia. Para obtener información se hicieron comparaciones directas de la deflexión en las secciones críticas de las vigas y las rotaciones en la junta tanto de BC4E como BC3.

Los dos ejemplares sostuvieron el mismo desplazamiento de 3 pulg. (7.62 cm.), antes de que la resistencia empezara a caer.

El efecto (pull-out), en las varillas del lecho inferior de las vigas en BC4E provocaron rotaciones en la junta que fueron considerablemente más grandes que en BC3. La evidencia confirmó que el método de inyección de resinas epoxi para restaurar la pérdida de adherencia en la junta fue inefectiva.

#### Disipación de energía de BC3 y BC4E.

El ejemplar BC3 disipó más energía que BC4E en ciclos similares de desplazamiento. La relación entre la energía total disipada y el correspondiente deslizamiento para ambos subconjuntos, indicaron que el porcentaje de energía disipada por BC4E relativo a BC3 para el mismo intervalo de desplazamientos fue más pequeña, por lo que el proceso de restauración por medio de inyección de resinas epoxi no fue adecuado.

La mayor parte de la energía disipada ocurrió en las regiones críticas donde se presentó el comportamiento inelástico. Los porcentajes de energía disipada en diferentes zonas del subconjunto BC3 fue del 60% del total de la energía disipada y de un 15 a un 20%, se disipó por medio de la junta, el comportamiento para BC4E fue muy diferente. En BC4E la mayor parte de la energía disipada fue a través de la junta, mientras que las regiones críticas disiparon una cantidad mínima de energía. La inadecuada restauración de la adherencia fue la causa de aquellas regiones críticas de las vigas no disiparan energía como se esperaba.

## II.10 JUNTAS EXTERIORES VIGA-COLUMNA DE MARCOS DE CONCRETO REFORZADO

POR SECKIN, M. Y UZUMERI, S. M. REF. (10)

Se ensayaron 9 subconjuntos viga columna, de tamaño normal en la Universidad de Toronto. Las columnas fueron sujetas a varios niveles de carga axial de compresión, mientras que las vigas fueron sujetas a inversiones completas de carga en ambas direcciones.

El artículo resume brevemente los resultados del programa experimental. El comportamiento histerético de las vigas y sus características de disipación de energía son calculadas en base a las mediciones de la curva esfuerzo deformación del acero y del concreto, y son comparadas para determinar experimentalmente las propiedades del subconjunto.

### Resultados experimentales.

La geometría y propiedades de los materiales de los ejemplares y los resultados de las pruebas están dados en referencias previas, ref. (7).

EJEMPLARES	VIGA		COLUMNA	
	b cm.	h cm.	b cm.	h cm.
SP1-SP4	30.5	51.0	38.0	38.0
SP5-SP9	38.0	51.0	38.0	38.0

La altura de las columnas y la longitud de la viga, medidas del centro de línea de las columnas fue de 3.05 m.

Las columnas de los ejemplares fueron sujetas a la variación de niveles de carga axial de compresión de 0.09  $P_o$  a 0.79  $P_o$ , mientras las vigas fueron sometidas a inversiones inelásticas completas de carga en ambas direcciones.

A continuación se resumen brevemente las conclusiones de los programas experimentales de los trabajos previos.

1. Los estribos deben estar esencialmente en juntas viga-columna de marcos de concreto reforzado de estructuras sometidas a sismos, para proporcionar un confinamiento y resistencia a cortante en la junta, y para incrementar la capacidad de la junta para proporcionar un anclaje continuo al refuerzo principal de las vigas.

Los estrilos deben proporcionar un anclaje completo al núcleo de concreto de la junta.

2. La suposición de las conexiones rígidas viga-columna, en un análisis dinámico inelástico de marcos de concreto reforzado pueden generar resultados inválidos.

3. La ductilidad en la junta no es deseable. El principal propósito al diseñar juntas, debe ser prevenir la fluencia de los estribos en esa región. El acero con una curva esfuerzo-deformación que presente una meseta (plataforma de fluencia), definida debe ser deseable como acero de confinamiento en la junta.

4. La calidad del anclaje proporcionado por la junta a la viga tiene un efecto muy significativo en la disipación de energía de la viga. Cuando el refuerzo de la viga esta sujeto a inversiones plásticas de carga, se presenta un deterioro gradual de la adherencia entre el concreto y el acero. En cualquier etapa de carga en el intervalo inelástico, las fuerzas totales de las varillas son transferidas y resistidas por los ganchos. La distribución del acero vertical de la columna alrededor en el perímetro de la junta, mejora el comportamiento de la conexión.

5. En el caso del ejemplar SP8, los requerimientos de los códigos comunes no fueron adecuados para asegurar la articulación plástica en la viga. Esto se debio al resquebrajamiento del recubrimiento de concreto,

que provocó un comportamiento no satisfactorio. Por lo tanto en el cálculo de la resistencia última a flexión de la columna en el diseño de la carga axial debe basarse sólo en la resistencia del núcleo de concreto y la contribución del recubrimiento debe omitirse.

6. La magnitud de la fuerza de compresión axial tiene poco efecto en el comportamiento de un buen diseño de juntas exteriores.

La necesidad de varios investigadores en ponerse de acuerdo en las definiciones de las propiedades tales como: deflexión de fluencia, factor de ductilidad etc. y el uso de estos términos sin una clara definición, hace que las comparaciones de varias pruebas resulten significativamente difíciles.

Aún, todavía no se está de acuerdo con el diseño adecuado para juntas, ya que se ha observado, claramente la dependencia en la secuencia de cargas y niveles de carga utilizados.

Por lo tanto el desarrollo de un conjunto de expectativas realistas para juntas basadas en los requerimientos de ductilidad de las regiones críticas de las vigas podría ser el paso más importante hacia la formulación de un procedimiento de diseño racional para junta. Este tópico es particularmente importante, porque los resultados obtenidos de estas pruebas en las cuales las juntas han sido sujetas a cargas severas que no son realistas pueden dar como resultado reglas de diseño innecesarias con una dificultad de construcción y con un incremento en los costos.

El desarrollo de criterios realistas y regímenes de carga deben ser relativos a la demanda de sismos de las estructuras. Por lo tanto, existe una necesidad para desarrollar un modelo matemático realista para determinar la respuesta de las estructuras.

#### Modelo matemático.

La comparación del comportamiento de varias conexiones se hacen en

base de las curvas carga-deflexión de los ejemplares. Los factores que contribuyen a la deflexión en el extremo de la viga son:

- a. Deformación por flexión de la viga.
- b. Deformación por cortante de la viga.
- c. Deformación de la columna.
- d. Deformación originada en el núcleo de la junta.

En los 9 ejemplares probados, la contribución de la deformación por cortante fue omitida (ref. 7). En los ejemplares, la columna permaneció en el intervalo elástico y la contribución de la deformación de la columna, pudo deducirse con facilidad.

Para el modelo, el efecto de los dos factores restantes:

1. El modelo matemático para el concreto;
2. El modelo matemático para el acero;

Se desarrollaron y las deflexiones de las vigas fueron calculadas.

Estas deflexiones fueron comparadas con las deflexiones experimentales debido únicamente a flexión, subsecuentemente la contribución de las deformaciones de la junta fueron consideradas y calculadas.

Modelo del comportamiento del concreto.

Fueron probados 48 cilindros no confinados de 15.2 cm. por 30.5 cm., bajo severos programas de cargas repetidas. La resistencia del concreto de los cilindros vario de 3500 psi. a 6000 psi. (245 Kg./cm. a 420 Kg./cm.).

La fig. II.10.1 muestra el modelo analítico, la curva que consistió de 3 segmentos, representando la curva esfuerzo deformación. La expresión

10.1 es una función exponencial que predice la curva esfuerzo-deformación del concreto bajo compresión monotónica, la expresión 10.2 predice la curva de descarga y la expresión 10.3 predice la curva de recarga.

Los resultados experimentales, comparados con este modelo analítico, mostraron un comportamiento muy parecido.

#### Modelo del comportamiento del acero de refuerzo.

El modelo analítico para predecir el comportamiento del acero esta se muestra en la fig. II.10.2, las ecuaciones II.10.4, II.10.5 y II.10.6 predicen la curva esfuerzo-deformación del acero. En el modelo se intentó incluir los efectos de:

- a. Endurecimiento por deformación.
- b. El efecto Bauschinger.

La presencia de deformaciones plásticas previas afectaran las curvas de descarga y recarga, de acuerdo a la historia de deformaciones. La ecuación II.10.5 es una ligera aproximación de degradación para curvas de descarga. El efecto Bauschinger esta representado por la ecuación II.10.6, en esta ecuación las constantes de la expresión se determinaron considerando los puntos del origen al final de la curva.

#### Modelo del comportamiento de la viga.

Un programa de computadora fue desarrollado para obtener la relación momento-curvatura de las secciones transversales de concreto reforzado. Se utilizaron los modelos del concreto y del acero para calcular la deflexión en el extremo de la viga de los subconjuntos. Para calcular la deflexión, la viga fue dividida en 11 segmentos de 25.4 cm. (10 pulg.), cada uno y la rotación de cada segmento fue medida. Para estas rotaciones medidas, la deformación debida a la flexión fue calculada como en la ref. 7.

Modelo de comportamiento del núcleo de concreto de la junta exterior.

La contribución de la deformación del núcleo de concreto a la deflexión de la viga, se consideró en dos partes. Las varillas ancladas en el interior de la junta consistieron de dos segmentos los cuales son, ver fig. II.10.3a.

1. Longitud recta de empotramiento  $L_d$ .
2. La curva del gancho de la varilla  $L_b$ .

La fuerza de tensión en las varillas de las vigas fueron resistidas inicialmente por la adherencia a lo largo de la longitud recta de empotramiento, sin embargo la adherencia en etapas tempranas de carga se perdió y en subsecuentes inversiones de carga, la mayoría de la resistencia fue ofrecida por el puntal de compresión abajo de la curva del gancho.

La contribución de la deformación de la longitud recta de empotramiento  $L_d$  para la deflexión de la viga, se calculó considerando que en etapas posteriores de carga, la deformación de los segmentos de la longitud recta  $L_d$  de la varilla fue uniforme.

Como un resultado de la tendencia de la curva a comprimirse hacia abajo sobre el concreto, las varillas tomaron una nueva posición ver fig. II.10.3b. En la fig. II.10.3c se muestra el diagrama de cuerpo libre de un segmento de varilla.

La contribución de la deformación de la curva a la deflexión de la viga, se calculó al determinar el desplazamiento  $\Delta_{Bx}$  en el punto inicial de la curva.

En cualquier etapa de carga  $\Delta_{Bx}$  se obtuvo a través de iteraciones del balance de pruebas actuando en las varillas.

Las siguientes suposiciones fueron hechas en los proceso iterativos.

1. Para las etapas de carga consideradas, las varillas únicamente se consideraron para presionar sobre el puntal diagonal. Las varillas a compresión se supusieron que volverían a su posición original no deformada.

2. La resistencia a la tensión,  $T_{Hook}$ , que actúa en el principio de la curva fue sustituida por la fuerza  $F_i$ , generada sobre el puntal y la fuerza de fricción  $F_{fi}$ , entre la superficie de las varillas y el concreto, ver fig. II.10.3c.

3. Las deformaciones fueron tales que la forma original de la curva no cambió cuando fue supuesta la nueva posición, como se muestra en la fig. II.10.3b, el desplazamiento de las varillas se debió únicamente a la rotación de la curva cerca de la longitud extrema del gancho de las varillas ancladas dentro de la junta.

En los procesos iterativos la curva y el extremo del gancho fueron divididos en 10 segmentos, se supuso que la inclinación del puntal estuvo a  $45^\circ$ .

Se supuso un valor  $\Delta_{BX}$ , el desplazamiento de cada segmento se calculó en función de  $\Delta_{BX}$ . De este cálculo de deformaciones la fuerza de compresión diagonal  $F_i$  y la fuerza de fricción  $F_{fi}$  se calcularon. En el cálculo de  $F_i$ , el área y la longitud de cada puntal fue considerado. El coeficiente de fricción se tomó como 0.3. La suma de componentes horizontales de las fuerzas actuando en cada uno de los 10 segmentos son comparados con la fuerza de tensión en el inicio de la curva,  $T_{Hook}$ .

El valor de  $\Delta_{BX}$  se ajustó hasta que la suma de fuerzas horizontales estuvieran en equilibrio.

Los resultados del estudio analítico se resumen en la fig. II.10.4.

Los factores que contribuyeron a la deflexión de la viga se muestran

en la fig. II.10.4.

Se compararon las curvas histeréticas carga-deflexión del ejemplar de prueba 7, experimentales y calculadas, en esta comparación únicamente se tomó en cuenta la contribución de la flexión de la viga.

### CONCLUSIONES

Las conclusiones de esta investigación se suman a las mencionadas al principio del artículo.

El modelo analítico que aún está en desarrollo, parece determinar el comportamiento experimental de los ejemplares.

No se debe omitir la contribución de la región de la junta ya que se observó en el modelo analítico que contribuye e influye de gran manera en la respuesta del subconjunto.

## II.11. DISEÑO SISMICO DE CONEXIONES ENTRE LOSAS PLANAS RETICULARES Y COLUMNAS

POR M. RODRIGUEZ REF. (11)

Con base en los resultados obtenidos en ensayos experimentales, simulando conexiones entre losas reticulares y columnas, efectuados en esta investigación y en un estudio sobre la literatura existente, se hizo una revisión de las recomendaciones del reglamento RDF-76. Se concluyó que el reglamento sobrestima la rigidez ante cargas laterales del sistema de este tipo y se propuso un criterio para calcular la rigidez antes mencionada. Se proporcionaron criterios para la revisión de la resistencia por cortante en la conexión losa reticular y columna, tanto en la zona maciza alrededor de la columna, como en las nervaduras fuera de ella, se dieron recomendaciones para el diseño de refuerzo por cortante del sistema de piso, ya que se observó que este tipo de refuerzo mejoró el comportamiento sísmico respecto a conexiones sin refuerzo especial por cortante, se sugirieron factores de reducción por ductilidad para estos sistemas.

El sistema estructural losa plana-columna se caracteriza porque la losa se apoya directamente sobre las columnas y no presenta aumento de peralte en la zona de intersección con la columna.

En algunos países, los reglamentos de construcción limitan severamente el empleo de estos sistemas ante acciones sísmicas, sugiriendo el empleo de muros de rigidez o contraventeos para rigidizar la estructura.

Los principales problemas observados en este tipo de conexiones han sido: la escasa rigidez ante cargas laterales, que ha provocado daños a elementos no estructurales, y a la posibilidad de falla de tipo frágil por esfuerzos cortantes en la conexión losa columna.

### Programa de prueba.

Se ensayaron 5 modelos a escala 1:4, los cuales representaron, conexiones entre losa plana aligerada y columna.

Estos modelos estuvieron sujetos a momentos de desbalanceo, causados por la aplicación de ciclos de carga estáticos alternados (lentas in versiones de carga).

El objetivo de este trabajo fue obtener características de:

- a) Resistencia.
- b) Ductilidad.
- c) Absorción de energía.

En este sistema losa-columna, la falla que predomina es la falla por cortante. Para analizar las características arriba mencionadas, se usó un tipo especial por cortante (utilizado en investigaciones previas), dicho refuerzo consistió de estribos cerrados formando una viga embebida, centrada eje de columnas, también se analizó el efecto del escaso y nulo refuerzo transversal con estribos en la conexión. Adicionalmente se buscó proponer un criterio adecuado ante un comportamiento sísmico, para revisión y diseño del refuerzo por cortante en la zona de losa aligerada.

Otro objetivo fue obtener, con base en resultados experimentales, la rigidez de entrepiso formado por losa aligerada ante cargas laterales.

### Elección de la conexión prototipo.

Se ensayaron conexiones interiores de un marco prototipo de un edificio de concreto típico para oficinas de 7 niveles, con claros de 7.50 m. El análisis y diseño del edificio fue hecho con el reglamento R.D.F. 76.

Para valuar los desplazamientos horizontales, la rigidez de la losa aligerada se calculó con el ancho equivalente propuesta por el R.D.F. 76

$$L_{eq} = \frac{0.5 L_2}{1 + 1.67 L_2/L_1} + 0.3 C_2 \quad (\text{II.11.1})$$

Característica de los ejemplares.

La escala fue 1 a 4, la losa tuvo un espesor de 9 cm y las dimensiones del tablero de prueba fueron de 120 x 95 cm, la columna fue de 12.5 x 12.5 cm. La altura de entrepiso entre los puntos de inflexión fue de 89 cm, ver fig. II.11.1.

En referencias previas se reportó que modelos de microconcreto a escalas 1 a 4 y 1 a 8, reproducen en forma satisfactoria el comportamiento de los elementos a escala natural.

El esfuerzo de fluencia del acero principal fue de  $f_y = 6000 \text{ Kg/cm}^2$  y el esfuerzo de fluencia para el refuerzo transversal fue de  $f_y = 3600$  a  $4500 \text{ Kg/cm}^2$ .

En la fig. II.11.2a. se muestra la conexión en estudio y los puntos de inflexión debido a cargas verticales y acciones sísmicas. Donde  $P$  = carga axial,  $V$  = fuerzas cortantes sísmicas,  $H$  = reacciones inducidas en los extremos,  $W$  = carga vertical existente en la estructura.

En la fig. II.11.2b se muestra el desplazamiento en los extremos debido a carga vertical. El efecto  $P-\Delta$  no fue incluido dentro del proceso de prueba, ya que las condiciones de apoyo del modelo no lo permitieron, pero posteriormente se tomó en cuenta, restando a los momentos experimentales, el momento  $P-\Delta$ .  $\Delta$  se calculó considerando que el modelo debería tener la misma rotación de cuerpo rígido de la estructura real.

Los ejemplares ensayados fueron 5, los cuales tuvieron las sig. características.

E1A, E2 y E3 tuvieron como finalidad estudiar las diversas modalida-

des de refuerzo por cortante y verificar las disposiciones del diseño sísmico del R.D.F. 76 para conexiones losa-columna, tanto para refuerzo por flexión como para cortante.

E4 y E5, tuvieron los mismos objetivos de los especímenes anteriores, pero adicionalmente se quería llegar a recomendaciones racionales sobre diseño sísmico de conexiones losa plana aligerada y columna, considerando que es posible que ocurra falla por cortante, no sólo en la zona sólida sino también en la zona aligerada. Todos los ejemplares fueron diseñados para que la junta fallará por esfuerzos cortantes inducidos por los momentos de desbalanceo, antes de que la falla se presentará por flexión.

MODELO	ESTRIBOS DE REFUERZO POR CORTANTE	VIGA EMBEBIDA	REFUERZO POR FLEXION
E-IA	no tuvo	no tuvo	
E2	a dos ramas a $d/2$	no tuvo	parecido E1A
E3	a 6 ramas a $d/2$	en la zona sólida	ligeramente menor
*E4	a 6 ramas a $d$	en la zona sólida	más reforzado que los demás
E5	a 6 ramas a $d$	nervadura más angosta	más reforzado que los demás

Tabla II.11.1

\* Para que no contribuyeran a la resistencia por cortante.

### Resultados

Las variables estudiadas fueron:

- Refuerzo por cortante.
- Refuerzo por flexión.
- Dimensiones de la zona maciza.
- El ancho de las nervaduras.

En la fig. II.11.3 se muestran los desplazamientos totales de la co-

nexión, de esta fig. se distinguen componentes, donde  $\Delta_{col}$ , es provocada por el giro de la columna junto a la losa.  $\Delta_{los} = \Delta_{tot} - \Delta_{col}$ , que es desplazamiento que tendría la losa si se supone rígida la columna, por lo tanto  $\Delta_{los} = \Delta_{con} + \Delta_{flex}$ , ver fig. II.11.3,  $\Delta_{con}$  es el desplazamiento debido a la rotación concentrada de la losa, en la zona próxima a la cara de la columna,  $\Delta_{flex}$  es el desplazamiento provocado por la flexión en la losa.

Se observó que en la zona sólida de la losa es la que se encuentra sometida a mayores esfuerzos, esto se debe a que ahí es donde se hace la transmisión de la mayor parte del momento de desbalanceo, el cual es consecuencia del incremento de los niveles de carga.

La rigidez del espécimen se volvió prácticamente nula ante cargas máximas.

Desplazamientos provocados por cargas laterales al final de cada prueba.

Espécimen	$\Delta_{col}$ %	$\Delta_{con}$ %	$\Delta_{flex}$ %	$\Delta_{tot}$ %
E1A	10	55	35	100
E2	10	30	60	100
E3	20	50	30	100
E4	5	45	50	100
E5	15	35	50	100

Tabla (II.11.2)

El agrietamiento se inició desde el nivel de cargas verticales, en el cual se formaron grietas por flexión en la intersección de la losa con la columna y en las esquinas de la columna sobre la losa donde se forman grietas más pronunciadas como se muestra en la fig. II.11.4(b), también se forman grietas en el perímetro de la columna sobre la losa, el agrietamiento fue aumentando al incrementarse los niveles de carga lateral.

Desde los niveles más bajos de carga los momentos de desbalanceo generaron grietas, además aparecieron grietas por cortante en la zona maciza, las grietas por cortante y flexión en las nervaduras fuera de esta zona no fueron muy notorias.

En general la dirección de las grietas por cortante, coincidieron con las que se supusieron si los esfuerzos cortantes por carga vertical y por el momento de desbalanceo, ver fig. II.11.5.

El aumento de los niveles de carga produjo la falla de la conexión, la cual se pudo describir como el incremento del agrietamiento, arriba mencionado.

Se observó que la falla de estribos en las nervaduras, provocó que el acero longitudinal se pandeara y con subsecuentes inversiones de carga, se presentará la falla adherencia del refuerzo por flexión.

En los últimos ciclos de carga, se pudo apreciar en la zona maciza la formación de una parte de una piramide truncada invertida, la cual se puede considerar como una combinación de los tipos de falla teóricas por cortante, ver fig. II.11.5.

En la fig. II.11.6 se muestra el tipo de refuerzo utilizado en los especímenes de prueba.

Las figs. II.11.7 y 8 se muestran las curvas histeréticas para especímenes E1A sin refuerzo y E3 con refuerzo en la conexión respectivamente.

Se observó que la fluencia del acero longitudinal a flexión formó parte importante en el deterioro de la rigidez.

Los estribos en las nervaduras restringieron el agrietamiento y evitaron el pandeo del refuerzo longitudinal a flexión.

El comportamiento del espécimen E3 con refuerzo a cortante en la zona maciza por medio de una viga embebida de ancho  $c + d$  y con una menor separación de estribos que los demás especimenes fue el siguiente: el desplazamiento máximo fue menor que el que se presentó en especimenes con poco o nulo refuerzo por cortante en las nervadura. Además se observó un menor agrietamiento que el presentado por los especimenes E1A y E2.

Para el caso del espécimen E4 el cual tuvo una zona maciza reducida en comparación con los ejemplares de prueba anteriores y también un ancho de nervaduras menor, pero con mayor refuerzo por flexión, se observó que la resistencia por cortante en la zona maciza, considerando la contribución de estribos fue prácticamente la misma que fuera de ella o sea, en las nervaduras. En este espécimen la rigidez inicial no se modificó apreciablemente con la fluencia del refuerzo de la nervadura central, este comportamiento fue consecuencia del mayor refuerzo por flexión en la losa. El modo de falla fue más marcado en la zona maciza perpendicular al plano del momento de desbalanceo y a las nervaduras orientadas en el sentido del lado corto de la losa, caracterizandose por presentar amplias grietas por cortante y grietas inclinadas en la intersección de la losa maciza y nervadura central.

Las dimensiones del capitel de E5 fueron similares a las de E4 pero el ancho de la nervadura central fue menor con el objeto de hacer más desfavorable el comportamiento por cortante de la conexión, buscando que la falla por cortante se presentara en las nervaduras.

La separación de estribos y el ancho de la viga embebida fue igual o similar a E4.

La rigidez inicial disminuyó con la fluencia del acero de la nervadura central del lecho superior, así mismo a diferencia de los demás especimenes, el acero del lecho inferior de la nervadura fluyó provocando con esto rotaciones considerables de la losa.

La menor rigidez ante cargas laterales se atribuyó a la existencia de una rotación concentrada en la conexión losa plana-columna, con desplazamientos producidos por esta rotación entre 40% a 60% de los que se obtendrían considerando a la columna sin rotaciones.

De las referencias previas de esta investigación se observó que aumentando la dimensión de la columna en la dirección del momento transferido, es decir mejorando las condiciones de adherencia del refuerzo por flexión de la losa que pasa a través de la columna, se logró disminuir la rotación mencionada hasta un 20%. (Esta observación coincide con las recomendaciones propuestas en la ref. 5).

Los resultados de la tabla II.11.3 mostraron que la mejor aproximación a la rigidez lateral se tuvo con el momento de inercia calculado con ancho equivalente  $c + 3h$ ; para cuatro de los cinco especímenes de prueba, por lo tanto se observó que el reglamento RDF-76 sobrestima la rigidez lateral de la losa. Se llegaron a obtener valores en un 100% mayores a los encontrados experimentalmente.

Por lo tanto se propuso que el ancho equivalente  $c + 3h$  sea usado para calcular la rigidez lateral de las conexiones losa plana aligerada-columna.

Las rigideces obtenidas ante cargas laterales solo se debieron a niveles bajos de carga.

Diseñar un marco a base de vigas y columnas para que se formen articulaciones plásticas en las vigas es más factible para que de esta manera se pueda obtener un mecanismo de falla muy dúctil y con gran capacidad de disipación de energía. No ocurre lo mismo en marcos formados a base de losa plana y columnas, ya que para que se formen líneas de fluencia de momento negativo y positivo a lo largo de todo el tablero, como se muestra en la fig. II.11.4(a), es necesario que la losa se revise para

la condición de carga que produce las líneas de fluencia; esto es, que el momento de desbalanceo sea igual a la suma de la resistencia por flexión negativa en un lado del eje de columna y por flexión positiva en el otro lado. Este mecanismo es muy difícil que se presente en edificios estructurados a base de losas planas y columnas, debido a que es muy complicado proporcionar una alta resistencia a cortante. Por lo tanto el mecanismo que rige la falla ante cargas sísmicas es el cortante producido alrededor de la columna, por el efecto combinado de fuerzas gravitacionales y laterales.

Cuando el esfuerzo cortante actuante sea mayor que  $\sqrt{f'c}$ , el RDF-76 permite un incremento en la resistencia mediante la construcción de una viga embebida. Sin embargo el incremento en la resistencia es limitado debido a que no permite que

$$v_R \leq 1.5\sqrt{f'c} \quad \text{en Kg/cm}^2 \quad \text{II.11.2}$$

Investigaciones previas de este trabajo, mostraron que para evitar el deterioro de resistencia, rigidez, absorción de energía y lograr una mejor ductilidad bajo inversiones repetidas de carga, se requiere la presencia de la viga embebida ya descrita anteriormente.

Se observó que la resistencia a cortante predicha por el RDF-76 llevó a resultados cercanos a los obtenidos experimentalmente.

No obstante las recomendaciones de este reglamento lleva a resultados del lado de la inseguridad cuando el refuerzo por cortante está formado por una viga embebida. Por lo tanto se propuso modificar la expresión de cortante la cual esta dada por:

$$\begin{aligned} \sqrt{f'c} < v_R &= 0.85 (0.5\sqrt{f'c} + \rho v f_y) \leq 1.3\sqrt{f'c} \\ \delta\sqrt{f'c} < v_R &= 0.4\sqrt{f'c} + 0.85 \rho v f_y \leq 1.3\sqrt{f'c} \quad \text{(II.11.3)} \end{aligned}$$

Cuando  $v_R < \sqrt{f'c}$ , podría omitirse el refuerzo por cortante en la viga embebida. Sin embargo de los especímenes probados se observó que la ductilidad y comportamiento ante inversiones de carga se mejoran considerablemente si la viga embebida contiene estribos, por lo tanto se sugirió que existan estribos en la viga embebida aún cuando  $v_R < \sqrt{f'c}$ .

Otro aspecto importante fue que a diferencia de las losas planas macizas, las losas reticulares pueden fallar por cortante en las nervaduras fuera de la zona maciza de la losa. Se observó que en el espécimen E5 el cual tuvo nervaduras más angostas que las otras conexiones de prueba, la falla por cortante se presentó en las nervaduras. Empero es necesario revisar que el factor de seguridad en las nervaduras fuera de la zona maciza sea mayor que el de la región crítica alrededor de la columna, si no se cumple esto, se puede producir una falla poco dúctil y con poca capacidad de absorción de energía, parecida a la que se presentaría en conexiones con escaso o nulo refuerzo por cortante en la zona maciza.

La sección crítica por cortante fuera de la zona maciza se localiza a  $d/2$  de la periferia de ella; la revisión por resistencia se puede hacer siguiendo el mismo procedimiento aplicado a la sección crítica alrededor de la columna, considerando válidas las modificaciones a RDF-76 propuestas en este trabajo.

Los resultados obtenidos de los cinco especímenes probados mostraron que debido al modo de falla, el comportamiento sísmico de las conexiones losa plana-columna fue mucho menos favorable que el que se puede lograr en marcos a base de vigas y columnas. Si bien el comportamiento no fue frágil; debido a que antes de la falla se alcanzaron grandes deformaciones, la disipación de energía en los ciclos histeréticos de carga fue muy baja ya que estos ciclos encerraron un área muy pequeña, aproximadamente un 40% del área que encerraría un ciclo para un comportamiento totalmente elastoplástico. Por lo tanto durante un sismo las conexiones losa plana aligerada-columna solo podrían disipar por deforma-

ciones inelásticas menos de la mitad de la energía que se disiparía un sistema estructural con un comportamiento elastoplástico con la misma ductilidad. Así mismo el comportamiento histerético se mejoró apreciablemente cuando en la viga embebida existió refuerzo por cortante.

La viga embebida fue favorable en la conexión, ya que el deterioro de la capacidad de absorción de energía se vio reducido en forma importante. Los especímenes que tuvieron refuerzo especial a cortante, sostuvieron un 80% de la absorción de energía respecto al primer ciclo, tanto para niveles de cargas laterales bajos como cargas cercanas a las máximas. Acerca de los especímenes E1A y E2 sin refuerzo especial a cortante y al E5 en el cual fallaron las nervaduras, el deterioro de absorción de energía fue del orden del 50%. Por lo tanto se propuso un coeficiente de reducción por ductilidad igual a 2 para conexiones losa plana aligerada-columna reforzadas por cortante mediante la viga embebida y el factor de seguridad a la falla por cortante en las nervaduras fuera mayor que el de la zona maciza, alrededor de la columna.

Debido a la concentración de esfuerzos alrededor de la columna, se sugirió formar una nervadura ancha coincidiendo con el eje de la columna en la cual se encuentre la mayor parte del refuerzo por flexión. Así mismo se debe revisar, con el criterio de RDF-76, la transmisión por flexión del momento de desbalanceo, en el ancho  $c + 3h$ .

### CONCLUSIONES

Las características de las conexiones losa plana aligerada-columna hacen que su comportamiento no sea adecuado para resistir acciones sísmicas en edificios altos y aún de mediana altura.

Para lograr un comportamiento sísmico apropiado, la forma más senc

lla y económica, es la adición de elementos rígidos bajo cargas laterales, tales como muros de concreto, que absorban la mayor parte de las fuerzas sísmicas. En el caso de no existir este tipo de elementos; los edificios estructurados solo a base de losa plana aligerada y columnas deberán diseñarse con las recomendaciones y modificaciones propuestas en esta investigación, debiéndose proponer un peralte adecuado de losa y calculándose la rigidez lateral con el ancho equivalente  $c + 3h$  y con un factor de ductilidad igual a 2 para que las deflexiones de los edificios estén dentro de las admisibles.

### III. ANALISIS CRITICO DE LOS ARTICULOS ANTERIORES Y CONCLUSIONES SOBRE LAS VARIABLES MAS IMPORTANTES EN ESTE PROBLEMA Y LA FORMA DE CONTROLARLAS.

Después de haber hecho un análisis comparativo de los artículos presentados en la sección II de este trabajo; se hacen a continuación las siguientes observaciones y las correspondientes conclusiones.

En la tabla III.1 se muestra una relación del número y tipo de conexiones probadas y analizadas de cada referencia.

Se clasificaron tres tipos de conexiones.

1. Juntas exteriores trabe-columna.
  - a. Con vigas transversales de confinamiento.
  - b. Aisladas (sin vigas transversales).
2. Juntas interiores trabe-columna.
  - a. Con vigas transversales de confinamiento.
  - b. Sin vigas transversales.
3. Conexiones interiores losa plana aligerada-columna.

III.1. Las variables más importantes observadas en las referencias expuestas en parte II de este trabajo fueron:

III.1.1. Variables importantes observadas en las conexiones viga-columna

- a. Dimensiones de la junta.
- b. Cantidad de refuerzo longitudinal de la viga.
- c. Distribución del acero longitudinal de la columna.
- d. Cantidad del refuerzo transversal en la junta.
- e. La magnitud de la carga axial.

- f. Estribos (confinamiento).
  - i) Diámetro de las varillas.
  - ii) Forma de estribos.
- g. Las características del anclaje del refuerzo longitudinal de las vigas dentro del núcleo de concreto de la junta.
- h. Tipo de confinamiento.
- i. Tipo de cargas laterales.
- j. Programa de cargas laterales.
- k. Tipo de acero.
- l. Dimensión y ubicación de los tramos de viga.

III.1.2. Para el caso de la conexión losa plana aligerada-columna las variables fueron:

- a. Dimensiones de la zona maciza de la losa en la columna.
- b. Peralte de la losa.
- c. Ancho de las nervaduras.
- d. Vigas embebidas en la zona maciza de la losa.

Estas variables fueron usadas en las referencias de la parte II con el objeto de observar el comportamiento de cada conexión trabe-columna y poder proporcionar nuevas recomendaciones y modificar a las recomendaciones deficientes.

III.2. Aspectos importantes observados en conexiones viga-columna.

Las juntas viga-columna se clasificaron en dos categorías:

- a. Tipo 1, las cuales están sometidas solo a cargas gravitacionales.
- b. Tipo 2, esta clase de junta se encuentra sometida a cargas laterales ya sea por sismo o viento.

Todas las juntas tratadas en este trabajo fueron juntas tipo 2.

Los elementos (vigas y columnas) que llegan a conectarse a la junta requieren disipar energía a través de deformaciones dentro de un intervalo inelástico, debido a las inversiones de cargas provocadas por fuerzas sísmicas. El criterio principal de diseño de estas juntas es la resistencia ante este tipo de cargas.

A continuación se comentan el tipo de fuerzas que actúan en las juntas y las variables utilizadas en cada referencia, comparando cada una de las observaciones hechas en estas investigaciones.

Todos los artículos coinciden en que tanto las vigas y columnas bien diseñadas pueden llegar a desarrollar su capacidad de resistencia última ante inversiones de carga, siempre y cuando las regiones de conexión les proporcionen la sujeción apropiada y adecuada. Por lo tanto para satisfacer esta suposición de diseño se debe poner especial atención en los detalles de refuerzo, especialmente en las conexiones.

Las consideraciones principales de diseño de las juntas fueron:

1. Anclaje del refuerzo de la viga dentro de la región de la junta.
2. Proporcionar una adecuada capacidad de cortante de la junta.
3. Mantener los requerimientos de carga axial.
4. La geometría de la junta.
5. Confinamiento de la junta.

III.2.1. Las dimensiones de las juntas analizadas en todas las referen-

cias fueron; el ancho de la viga fue igual o menor al ancho de la columna, con el objeto de proporcionar suficiente confinamiento al acero de la viga y una buena distribución de momentos entre viga y columna.

III.2.2. El aspecto del confinamiento de la junta viga-columna, por medio de estribos, fue el de mayor relevancia en los trabajos revisados para esta tesis, ya que su función principal fue proporcionar:

- a. Confinamiento a la junta.
- b. Resistencia ante fuerza cortante.
- c. Anclaje adecuado al refuerzo longitudinal de las vigas.

Los estribos de confinamiento mejoran la resistencia de la junta y evitan la expansión del núcleo de concreto ante inversiones de carga, en comparación con las juntas que no están confinadas las cuales mostraron un mayor deterioro en resistencia y ductilidad. Además los estribos en la junta mejoraron el anclaje del refuerzo longitudinal de las vigas y controlaron el cortante, la distorsión de la junta y el agrietamiento. Los estribos de confinamiento también trabajan dando resistencia a cortante (refs. 1 y 2).

Se recomienda un refuerzo transversal mínimo en juntas no confinadas lateralmente por vigas, para evitar inestabilidad de las varillas de la columna ante carga axial y, para evitar pérdida de resistencia a la compresión en caso de que el recubrimiento se llegara a agrietar.

El confinamiento proporcionó ductilidad a la estructura (ref. 1, 2, 5).

El refuerzo transversal en la junta proporcionó principalmente

anclaje al refuerzo longitudinal de las vigas.

Las juntas sin refuerzo transversal, ante inversiones de carga, se agrietaron, provocando que el anclaje de las varillas de la viga fallaran, perdiéndose la adherencia entre el concreto y el acero y esto a su vez provocó pérdida de resistencia, ductilidad y rigidez de la conexión. Así mismo la falta de estribos en la junta provocó inestabilidad de las varillas de la columna en la junta (ref. 7 y 10).

Los estribos que estuvieron cerca de las varillas de la viga no contribuyeron al cortante y los estribos más esforzados se encontraron a la mitad de la altura de la junta.

En la junta confinada lateralmente por tramos de viga transversal, los estribos de la junta no fluyeron inmediatamente sino hasta ciclos finales de carga con grandes deflexiones de la viga, ésto muestra que los tramos de viga mejoran el confinamiento de la junta (ref. 3).

Una separación estrecha de los estribos en la junta es favorable para grandes longitudes de anclaje de las varillas de las vigas. Los estribos mostraron ser más apropiados, si el espaciamiento es igual o menor que el radio de los ganchos, en la región más intensa de presión lateral (ref. 4).

Los estribos de la junta deberán continuarse dentro de la columna para prevenir fallas en las regiones adyacentes al núcleo de la junta (ref. 5).

**III.2.3.** El anclaje del refuerzo longitudinal de las vigas es un aspecto muy importante en el comportamiento de la conexión viga columna, ya que si se mantiene durante inversiones inelásticas de carga, el acero llega a desarrollar su capacidad máxima de fluencia,

además su ductilidad y rigidez no decrecen.

Para las juntas exteriores, las longitudes adecuadas de anclaje se obtuvieron con las expresiones del ACI 318-63, estas recomendaciones fueron satisfactorias, según los autores (refs. 1 y 2).

Para la conexión interior se observó que la adherencia entre el concreto y acero se perdió ante las inversiones de carga, ésto se debió al ancho insuficiente de la columna. A su vez, el anclaje mejoró con un adecuado refuerzo transversal de la junta (ref. 2).

La longitud de anclaje en juntas con refuerzo transversal sin vigas proporcionando confinamiento lateral- fue insuficiente ante inversiones de carga (ref. 3).

Los estribos de confinamiento se pueden considerar como refuerzo para cortante, debido a que mejoraron el comportamiento de la junta ante fuerzas sísmicas (ref. 5).

El mayor efecto de los estribos en la junta fue proporcionar confinamiento al núcleo de concreto, la expansión lateral del concreto fue resistida e incrementó la resistencia y ductilidad de la junta. Un espaciado menos cerrado de los estribos en la junta que arriba y abajo de ella, provocó un pandeo de las varillas de la columna, por lo tanto la separación de estribos debe uniformizarse en la junta y en las regiones adyacentes a ella. A su vez, se debe de evitar la fluencia de los estribos, ya que provocaría una deformación de los estribos y estos causarían agrietamiento del núcleo de la junta y el deslizamiento del refuerzo longitudinal de la viga por la pérdida de adherencia (ref. 7).

Los estribos deben de estar esencialmente en las juntas de marcos de concreto reforzado de estructuras sometidas a sismos, para proporcionar un confinamiento y resistencia a cortante e incrementar la capacidad de anclaje en el núcleo de concreto (ref. 10).

La fuerza cortante provocó un agrietamiento en el núcleo de concreto de la junta causando un deslizamiento del refuerzo longitudinal, este deslizamiento fue consecuencia del deterioro de la adherencia dentro de la junta (ref. 6).

El anclaje de las varillas de la viga se consideró en tres partes dentro de la junta. (1) Longitud recta de anclaje  $L_d$ , (2) Longitud del gancho de las varillas  $L_b$  y (3) Longitud extrema  $L_t$ . Ver fig. II.10.3.a. La mayoría de los deslizamientos ocurrieron sobre la longitud recta de anclaje  $L_d$  y la porción curva del gancho, cuando la longitud  $L_d$  fue corta el deslizamiento en el punto 2H fue tan grande como el punto 1H ver (fig. II.4.1.b.), los esfuerzos máximos del refuerzo de la viga aparecieron en la cara de la columna dentro de la junta, y los esfuerzos fueron aumentando progresivamente hacia el gancho. No así en los puntos más allá de la curva del gancho donde el incremento de esfuerzos fue muy pequeño. Por lo tanto la longitud proporcionada más allá de los ganchos estandar a  $90^\circ$  fue adecuada no requiriendo ser incrementada (refs. 4, 7 y 10).

Al hacer una comparación entre juntas confinadas por medio de vigas transversales y con estribos de confinamiento y juntas solo con estribos de confinamiento, se observó que las vigas transversales proporcionaron mayor confinamiento evitando la fluencia de los estribos. En el caso de la junta solo con estribos de confinamiento, presentó agrietamientos en el núcleo de concreto provocando una falla por adherencia y un corrimiento de acero longitudinal de la viga (ref. 3).

III.2.4. La carga axial fue un aspecto de gran importancia, ya que dependiendo de la magnitud y del intervalo elástico o inelástico, puede ser benéfico o desfavorable debido a que interviene en la contribución de la resistencia del concreto ante fuerza cortante.

Sin embargo la carga axial pareció ser despreciable para evitar o reducir el deslizamiento de las varillas longitudinales de la viga dentro de la junta, ya que no produjo cambios notables, ver (fig. II.4.2).

La carga axial produjo deformaciones laterales provocando agrietamiento del recubrimiento en la región de la junta y al estar simultáneamente sometida a inversiones de carga, ocasionó pérdida de adherencia y deslizamiento de las varillas de la viga ancladas en el núcleo de la conexión. Así mismo la carga axial puede reducir la resistencia de la junta debido a las deformaciones que se producen en ella (ref. 4).

La fuerza axial de compresión ayudó en etapas tempranas de carga al comportamiento de la junta, sin embargo esta carga al ser continua durante inversiones de carga pudo llegar a deteriorar a la conexión (refs. 7 y 10).

III.2.5. Las fuerzas laterales utilizadas en cada artículo para simular acciones sísmicas, fueron diferentes debido a los diversos objetivos de cada uno y al orden de magnitud de las fuerzas que se aproximen a la realidad, para no esperar resultados ficticios y recomendaciones de diseño innecesarias que provoquen problemas constructivos y un incremento en los costos.

La historia de cargas no afectó la resistencia, pero sí afectó seriamente la rigidez de la conexión. Los autores mencionan que aún no hay cargas laterales para representar un fenómeno

meno sísmico en forma real que sea aplicable a conexiones viga-columna (ref. 7 y 10).

Los resultados obtenidos bajo cargas monotónicas no fueron representativos de sismos severos (ref. 9).

La contribución del concreto a la resistencia a cortante en juntas es apreciable ante cargas estáticas, pero los resultados de juntas sometidas a inversiones de carga indicaron que la resistencia del concreto decreció. Por lo tanto se debe omitir la resistencia del concreto en el diseño de juntas que estén sometidas a sismos (ref. 8).

Las inversiones repetidas de carga, provocaron un agrietamiento y rompimiento del recubrimiento en las zonas críticas de la viga junto a la columna, ocasionando una severa pérdida en la resistencia del concreto principalmente para una eventual reducción en la capacidad de la junta (ref. 8).

Las juntas tipo 2 mostraron menos pérdida de capacidad de carga cuando se presentaron deflexiones máximas en el extremo de la viga en comparación con las juntas tipo 1 que si se vieron reducidas en su capacidad de carga (ref. 6).

Se observó un menor decremento en la resistencia ante inversiones de carga en juntas con refuerzo transversal (ref. 1 y 2).

Las fuerzas de tensión y compresión de las varillas de las vigas en uno y otro lado de una junta interior, provocaron un severo deterioro en la adherencia y anclaje dentro de la conexión, debido a las inversiones de carga. La inversión de cargas provocó una alteración significativa en la distribución de esfuerzos en el interior de la junta (ref. 5).

El agrietamiento del concreto en etapas tempranas de carga fue pequeño, pero ante incrementos de inversiones de carga el concreto tiende a agrietarse y ensancharse, por lo cual el confinamiento proporcionado por los estribos es más efectivo en mantener unido al concreto y la falla por cortante es retrasada para desarrollar de esta manera el esfuerzo último de las varillas de la viga (refs. 6 y 7).

Las inversiones de carga, producen deformaciones en los estribos de la junta además al fluir el acero, el puntal diagonal de compresión falla, en esta etapa el núcleo de concreto se expande y el anclaje de la viga se pierde (ref. 7).

Las vigas transversales en la junta no tuvieron un efecto significativo en el comportamiento de la conexión, aunque parece que proporciona una mejor resistencia a la junta. Esto fue observado en la ref. 3, ya que la articulación plástica que se formó en conexión con vigas transversales fue en la viga. (refs. 3 y 7).

Cuando el refuerzo longitudinal de la viga estuvo sujeto a inversiones inelásticas de carga, se presentó un deterioro gradual en la adherencia entre el concreto y el acero; en este intervalo de cargas las fuerzas totales de las varillas fueron transferidas y resistidas por los ganchos y por el puntal diagonal de compresión que se formó en el núcleo de concreto de la junta. Abajo de la curva del gancho de las varillas de la viga, el concreto se aplastó provocando un deslizamiento de este refuerzo en el interior de la conexión ver fig. II.10.3.b (refs. 4 y 10).

Durante inversiones de carga el recubrimiento de las conexiones se agrietó. Este agrietamiento evitó que contribuyera el recubrimiento a la resistencia a flexión. Por lo tanto en

el diseño solo se debe tomar en cuenta la sección transversal del núcleo de concreto de la junta (refs. 7 y 10).

### III.2.6. Causas que provocan el deterioro de adherencia.

Ante inversiones de carga la adherencia se fue deteriorando hasta perderse completamente dentro de un intervalo inelástico, este comportamiento provocó una considerable pérdida de rigidez, ductilidad y generó grandes desplazamientos (ref. 9).

Las uniones se comportaron elásticamente ante pequeñas amplitudes de carga, pero al incrementarse paulatinamente estas cargas, ya dentro de un intervalo inelástico, el agrietamiento del recubrimiento de la junta fue aumentando, permitiendo que el refuerzo longitudinal de la viga dentro de la junta deslizara, este comportamiento fue denominado (push-in y pull-out) ref. (9).

La falla de los subconjuntos fue consecuencia del deslizamiento del refuerzo de las vigas en el interior de la junta. Considerando que el deslizamiento de las varillas ocurrió en ambos lechos superior e inferior, este casi simultáneo deslizamiento del refuerzo en ambos lechos provocó una caída de resistencia y un deterioro en la rigidez, debido a esto las conexiones no fueron capaces de dominar el efecto P- $\delta$ , por lo que llegaron a ser inestables ref. (9).

### III.2.7. Efecto P- $\delta$ .

El efecto P- $\delta$  podría tener un efecto importante en la respuesta a la deformación por carga lateral en los entrepisos más bajos de edificios altos, por lo que se debe tomar en cuenta dentro del análisis y diseño. Así mismo los momentos secundarios provocados por el efecto P- $\delta$  combinados con el deterioro de la rigidez tienen un significado importante en el diseño de

sistemas estructurales (refs. 7, 9 y 10).

El efecto P- $\delta$  al final de la prueba, tendió a reducir en un 40% la capacidad a cortante del entrepiso, esto dentro de un intervalo inelástico de carga. Por lo tanto no debe ser omitido en el análisis y diseño (ref. 9).

El efecto (push-in y pull-out) en el refuerzo longitudinal de las vigas en ambos lechos, provocó una rotación significativa de las vigas, además contribuyó importantemente al deterioro de rigidez de la unión viga-columna. Por otra parte el deterioro de rigidez de la conexión reparada por medio de resinas epoxi, fue causada por el excesivo deslizamiento de las varillas dentro de la junta, provocando grandes rotaciones de las vigas, junto a las caras de la columna, estas rotaciones se debieron al efecto (pull-out) y la pérdida de rigidez fue mayor que en las uniones no reparadas.

El deterioro tan severo de la rigidez y la reducción de los esfuerzos fue provocado por la pérdida de adherencia entre el concreto y el acero de refuerzo de las vigas. Esta pérdida de adherencia dentro de la junta fue consecuencia del efecto (push-in y pull-out). El mayor deslizamiento de las varillas de las vigas dentro de la junta, se presentó en el lecho inferior de ellas, ya que ahí fue donde se desarrollaron los esfuerzos más altos ante inversiones de carga lateral. Esto se debió al menor refuerzo longitudinal del lecho inferior de las vigas en la zona de la junta (ref. 9).

La unión viga-columna reparada por medio de resinas epoxi, ante inversiones inelásticas de carga, sufrió agrietamientos continuos en la región de la junta; esto provocó deslizamientos excesivos del refuerzo a flexión dentro del núcleo de la conexión y grandes rotaciones de las vigas junto a las caras de

las columnas. Así mismo las regiones críticas resistieron menos rotaciones, después de la primera falla. Por lo tanto estas grietas indicaron un concluyente daño en la adherencia, esto probó que el método de inyección de resinas epoxi no fue efectivo para restaurar conexiones viga-columna, debido a que las resinas no penetraron en el interior de las grietas del núcleo de concreto para restablecer el deterioro de la adherencia (ref. 9).

### III.2.8. Consecuencias de la pérdida de adherencia.

La pérdida de adherencia entre el concreto y el acero longitudinal dentro de la junta, provocó un deterioro en la rigidez, ductilidad, resistencia y disipación de energía ante inversiones de carga.

Al aplicarse cargas P y H al subconjunto, cada elemento resistió una parte de las cargas y deflexiones totales de acuerdo a su rigidez relativa (refs. 7, 9 y 10).

Las continuas inversiones de carga, deterioraron la ductilidad y la rigidez de las conexiones, atribuyéndoselo principalmente a la pérdida de adherencia dentro de la junta y al efecto Bauschinger (refs. 1, 2, 3, 6, 7, 9 y 10).

Los especímenes con refuerzo transversal o con tramos de viga transversal de confinamiento mostraron tener un comportamiento más dúctil que los que no tuvieron algún tipo de confinamiento (refs. 1, 2, 3, 4, 7, 9 y 10).

El agrietamiento en la junta, no afectó la resistencia y ductilidad en juntas bien diseñadas, en el caso contrario si fue de gran importancia (refs. 1 y 2).

Se debe evitar que los estribos en la junta fluyan para prevenir problemas de pérdida de adherencia y así tratar de que el

refuerzo longitudinal de las vigas en la conexión alcance su resistencia máxima, dando una mayor ductilidad a los subconjuntos y permitiendo mayores desplazamientos con menor pérdida de resistencia (refs. 3, 7 y 10).

### III.2.9. Endurecimiento por deformación del refuerzo longitudinal de las vigas.

El endurecimiento por deformación del acero de refuerzo provocó un incremento continuo en los momentos flexionantes, este endurecimiento se desarrolló durante la formación de la articulación dúctil en la viga. El mayor endurecimiento ocurrió en especímenes con un buen anclaje y en juntas rígidas, bajo estas condiciones gran parte de las rotaciones fueron suministradas por la deformación del acero longitudinal en la articulación plástica en la viga a una distancia  $d/2$  de la cara de la columna (ref. 2).

Después de la primera fluencia del acero de las vigas, debido a inversiones de carga se observó un subsecuente endurecimiento por deformación del refuerzo en el lecho superior de las vigas (ref. 6).

El endurecimiento por deformación se produjo porque el acero de refuerzo de las dos vigas no fluyó al mismo tiempo, esto implicó que la rigidez decreciera mientras, el desplazamiento o aumentaba considerablemente y la resistencia se redujo notablemente (ref. 9).

El incremento en la capacidad de carga de las vigas con respecto a la resistencia última calculada por el ACI fue muy pequeña debido al comportamiento del acero dentro del intervalo de endurecimiento por deformación de las varillas que fue compensada por el deslizamiento de las mismas dentro de la junta y

el daño del núcleo de concreto a compresión causado por el agrietamiento del recubrimiento (ref. 9).

### III.2.10. Agrietamiento.

La resistencia a la compresión del concreto se vio reducida ante grandes fuerzas axiales de compresión, la inversión de cargas produjo nuevas grietas y las existentes se desarrollaron a través de la sección transversal provocando que los momentos fueran resistidos únicamente por el refuerzo superior e inferior de las vigas sin la contribución del concreto, en consecuencia los desplazamientos de las varillas del lecho inferior de las vigas fueron de consideración causando una reducción del módulo de elasticidad del acero y un pronunciado efecto Bauschinger.

El agrietamiento en las secciones transversales de las vigas provocaron que las varillas trabajaran a flexión (ver fig. II.9. 11), reduciendo el efecto de la transmisión de las fuerzas axiales y pérdida de rigidez (refs. 7, 9 y 10).

La reducción de la rigidez en la conexión viga-columna fue causada por el agrietamiento diagonal, astillamiento del recubrimiento de la junta, deslizamiento del refuerzo de las vigas dentro del núcleo y por la pérdida de adherencia (refs. 1, 2, 3, 4, 6, 7, 9 y 10).

Al incluir el deslizamiento del refuerzo dentro de la junta, la rigidez a flexión de la viga se redujo en un 20 a 30% de la rigidez total.

El método de inyección de resinas epoxi restauró la rigidez solo a niveles de esfuerzo en el intervalo elástico en las regiones críticas de la viga, esto se observó cuando se comparó la rigidez del espécimen normal que fue 50% mayor que la rigidez del

espécimen reparado (ref. 9).

Las juntas sin refuerzo transversal no alcanzaron la resistencia calculada (ref. 1).

### III.2.11. Aspectos de la resistencia en las conexiones viga-columna.

La reducción del recubrimiento de concreto redujo la resistencia y la capacidad de deformación. Así como distintos tipos de confinamiento lateral no mejoraron el comportamiento al deslizamiento del refuerzo longitudinal de la viga. Para varillas de diámetro mayor (#11), la colocación del refuerzo de la columna tuvo poca influencia. Sin embargo los estribos de confinamiento en la junta mejoraron con la adherencia de la longitud recta de anclaje, y el refuerzo alcanzó su esfuerzo de fluencia (ref. 4).

Las varillas de la columna no confinadas por estribos, ofrecieron poco soporte lateral al núcleo de la junta. Al incrementar el espesor de las columnas o al reforzar transversalmente la junta se mejoraron las características de esfuerzo y deslizamiento (ref. 4).

La magnitud de la fuerza cortante resistida por el concreto decreció a casi cero cuando el desplazamiento en el extremo de la viga se incremento más allá de la deflexión correspondiente al agrietamiento en la articulación plástica (ref. 6).

La analogía de la armadura fue adecuada para predecir la cantidad de fuerza cortante resistida por el refuerzo transversal de la viga, para deflexiones superiores a la fluencia. Pero este método de la "analogía de la armadura" no fue adecuado para determinar la contribución del refuerzo transversal para resistir la fuerza cortante en la conexión viga-columna. Ade-

más se observó que la expresión II.6.4 del reglamento ACI que predice la fuerza cortante resistida por la junta, subestima su capacidad para el primer agrietamiento (ver tabla II.6.5). (ref. 6).

El método proporcionado por el ACI para miembros con refuerzo a cortante se derivó de los miembros a flexión, por la ausencia de otro, este método está basado en la analogía de la armadura a 45°, el cual no predijo apropiadamente el comportamiento del refuerzo de la junta (refs. 6, 7, 8 y 10).

El cortante resistido por el concreto decreció al aumentar la cantidad de estribos en la junta, esto provocó serias dudas sobre la aplicabilidad del método de la analogía de la armadura (refs. 6, 7, 8 y 10).

El análisis y diseño de la conexión se basó en el método de la analogía de la armadura, el cual pareció ser el más satisfactorio y fácil de definir.

En las recomendaciones de la referencia 5, ecuación II.5.6 se tomará  $N_u = 0$  cuando la carga axial sea de tensión. Cuando el núcleo de la junta esté sometida a tensión la contribución del concreto a cortante se tomará como  $v_c = 0$  (ref. 5).

El refuerzo transversal debe de aportar cuando menos 1/3 de la capacidad de la fuerza cortante requerida en el núcleo para prevenir un deterioro gradual de la junta bajo inversiones de carga (ref. 5).

Se observó que la fuerza cortante resistida por el refuerzo transversal en juntas con  $N_u = 0$ , se incrementaba conforme se aumentaba el refuerzo transversal, reduciendo la fuerza resistida por el núcleo de concreto. Una tendencia diferente se obser

vó en el refuerzo transversal de la viga (ref. 6).

Al comparar juntas con un menor refuerzo transversal y juntas con el refuerzo transversal requerido, se observó que la contribución del concreto en las primeras, fue relativamente más alto que en las juntas con mayor refuerzo transversal, esto mostró que el método de la analogía de la armadura no fue apropiado para el diseño de juntas (refs. 7 y 10).

La suposición de junta rígida en un análisis dinámico inelástico en marcos de concreto reforzado puede dar resultados equivocados (refs. 7, 9 y 10).

Algunos reglamentos vigentes establecen recomendaciones que no son adecuadas respecto al fenómeno de adherencia (ref. 9).

### III.2.12. Alternativas de diseño.

Si la junta es insuficiente para ajustar la longitud de desarrollo requerida, se deberán de considerar ganchos estandar a  $90^\circ$  ó  $180^\circ$  para poder desarrollar esfuerzos de tensión. Si la longitud  $L_s$  de la ecuación II.5.9, es mayor de lo que se puede ajustar en el núcleo, la junta deberá volver a ser diseñada, las alternativas incluyen reducción del diámetro de las varillas de la viga y/o aumentar las dimensiones de la columna (ref. 5).

Se ha sugerido que la contribución del concreto a cortante en la junta sea ignorado, en la aplicación de la ecuación II.7.2 y continuar el diseño de los estribos en base a la analogía de la armadura a  $45^\circ$  (refs. 7 y 10).

En la mayoría de las juntas, las vigas laterales y losas coladas monolíticamente proporcionan poca resistencia a la tor-

sión. Sin embargo se han estado realizando investigaciones, en las cuales basarse para proporcionar una recomendación general para un análisis de cortante debido a torsión en la junta (ref. 5).

Se sugirió proporcionar más acero de refuerzo longitudinal en el lecho inferior de las vigas, para evitar esfuerzos de tensión mayores al esfuerzo de fluencia que provoquen la falla por adherencia en el interior de la junta, produciendo un deterioro de resistencia, ductilidad, rigidez y disipación de energía (ref. 9).

### III.2.13. Métodos de diseño para juntas viga-columna.

Para mejorar el funcionamiento de las conexiones, se han presentado una serie de recomendaciones, las cuales han consistido en un proporcionamiento de estribos, en la región de la junta. Se han mejorado los reglamentos variando: a. el tamaño de las vigas, b. la cantidad de acero transversal en la junta. Estas modificaciones han provocado un alto congestionamiento en las uniones; los porcentajes se han incrementado cerca de un 30% más que los porcentajes usados en años pasados.

Se han identificado varios mecanismos de resistencia a cortante de juntas viga-columna.

1. Resistencia a cortante del concreto.
2. Acción del panel de armadura.
3. Acción del puntal diagonal.

Diferentes propuestas han sido hechas para proporcionar juntas.

El único reglamento relevante ha sido el ACI; sin embargo,

programas completos de carga han indicado que estas recomendaciones no aseguran un comportamiento adecuado (ref. 8).

Una revisión del diseño de métodos existentes para juntas, ha mostrado que ninguno podría ser interpretado racionalmente en términos de uno u otro (el panel de armadura o la acción del puntal diagonal). Una alternativa es una combinación de los dos, que sería el método de placa de adherencia (ref. 8).

### III.3. Aspectos importantes observados en las conexiones losa plana aligerada-columna.

Las conexiones losa plana aligerada-columna con un refuerzo especial por cortante tuvo un mejor comportamiento desde el punto de vista sísmico, que aquellas conexiones con escaso o nulo refuerzo por este mismo concepto. El refuerzo especial por cortante consistió en formar con estribos cerrados una viga embebida de ancho igual a  $c + d$ , centrada a eje de columna y cuya longitud se extendió hasta la periferia de la zona maciza.

El refuerzo especial por cortante desde el punto de vista sísmico fue favorable, observándose en el deterioro de la capacidad de energía de deformación. En especímenes reforzados por cortante la absorción de energía por ciclo sostenido fue del 80% respecto al primer ciclo ante niveles de cargas laterales bajos, y especímenes sin refuerzo la absorción de energía fue del 50% (ref. 11).

La falla por cortante fuera de la zona maciza, cuando la conexión estuvo sujeta a un momento de desbalanceo, ocurrió solo en zonas macizas con dimensiones pequeñas. Definiendo a la sección crítica por cortante fuera de la zona maciza, como la sección localizada a  $d/2$  alrededor del perímetro de la misma (ref. 11).

Para las conexiones de esquina que están sujetas a momentos de desbalanceo en las dos direcciones, se sugiere calcular la resistencia por cortante, considerando el efecto de cada uno de los momentos de desbalanceo por separado con el procedimiento del RDF - 76 y las modificaciones propuestas. (ref. 11).

Se observó una fuerte concentración de esfuerzos por flexión en la zona alrededor de la columna. Por lo tanto se sugirió con centrar más refuerzo por flexión en la losa por momento positivo y momento negativo en la franja de columna, debido a cargas laterales (ref. 11).

Los desplazamientos producidos por la rotación concentrada en la conexión losa plana-columna, fueron del orden de 40 a 60% de los que se obtendrían considerando que la columna no tiene ro taciones, estos desplazamientos provocaron una disminución de la rigidez ante cargas laterales (ref. 11).

Se observó la necesidad de modificar el reglamento RDF - 76 para el cálculo de la resistencia a cortante de la conexión, debido a que proporcionaba resultados del lado de la inseguridad, ya que las expresiones sobrestimaban el esfuerzo cortante.

Cuando se forme una viga embebida dentro de la zona maciza, debe revisarse la resistencia a cortante en la zona crítica de las nervaduras y verificar que el cortante en esta zona sea mayor al cortante en la zona crítica alrededor de la columna, de no cumplirse esto, se puede provocar una falla por cortante en las nervaduras, con un comportamiento poco dúctil y con poca capacidad de absorción de energía, semejante al que tendría una co nexión con escaso o nulo refuerzo por cortante (ref. 11).

Un análisis elástico de la rigidez lateral de los sistemas de piso formados por losas, no toma en cuenta la existencia de

la rotación concentrada (ref. 11).

La rigidez inicial ante cargas laterales repetidas en las conexiones losa plana aligerada-columna es siempre menor que la rigidez ante cargas verticales (ref. 11).

Se observó que la rigidez debido a cargas verticales varió entre un 65 y 75% cuando el momento flexionante actuante fue mayor al momento que produjo el primer agrietamiento; se pudo predecir razonablemente considerando la sección agrietada fuera del capitel, tomando el ancho a centros de claro.

Con este criterio se obtuvieron rigideces ante cargas verticales, ligeramente mejores que las proporcionadas por el RDF-76. La rigidez propuesta por la (ref. 11), ante cargas verticales puede considerarse como aceptable para fines de análisis.

La rigidez inicial ante cargas laterales repetidas se redujo de un 20 a un 40% para niveles de carga de un 35 a un 50% de la resistencia máxima, en la mayoría de los casos coincide con la fluencia del refuerzo a flexión del lecho superior de la nervadura central.

Debido a la escasa rigidez lateral de estos sistemas de piso, es conveniente emplear muros de rigidez para limitar a valores permisibles los desplazamientos de entrepiso, que tendrían estos sistemas ante movimientos sísmicos (ref. 11).

Se sugirió que para el análisis por cargas laterales de sistemas losa plana aligerada-columna, se debe formar un ancho equivalente  $c + 3h$ , centrado a eje de columna;  $c$  es la dimensión de la columna en la dirección perpendicular a la del análisis,  $h$  es el espesor de la losa aligerada; se considerará la sección bruta localizada fuera de la zona maciza. El análisis

por cargas verticales se puede analizar por medio de el diseño del marco equivalente de RDF-76, que conducira a valores razonables (ref. 11).

Se propuso un coeficiente de reducción por ductilidad igual a 2 para este tipo de conexión, siempre que las conexiones tengan refuerzo por cortante formando una viga embebida y la resistencia de las nervaduras fuera de la zona maciza sea mayor que la sección crítica alrededor de la columna.

Se observó que debido que la falla por cortante que es la que rige, el comportamiento de las conexiones losa plana-columna es mucho menos favorable del que se puede lograr en marcos de vigas y columnas. Aunque el comportamiento no es frágil, ya que antes de la falla se alcanzan grandes deformaciones; la disipación de energía en los ciclos histéreticos es muy baja debido a que el área encerrada es del orden del 40% de la que encerraría un ciclo para un comportamiento perfectamente elastoplástico. Esto significa que durante un sismo la conexión losa plana-columna solo podría disipar por deformaciones inelásticas menos de la mitad de la energía de la que fuera capaz de disipar por deformaciones inelásticas en un sistema estructural con un comportamiento elastoplástico con la misma ductilidad. Se observó que el comportamiento histéretico se mejoró cuando existió una viga embebida como refuerzo por cortante (ref. 11).

#### IV. RECONOCIMIENTOS

Agradezco al M. en C. Ingeniero Enrique del Valle Calderón, sus recomendaciones y sugerencias para la realización de este trabajo.

## V. REFERENCIAS

1. Hanson, N.W. and H.W. Connor, "Seismic Resistance of Reinforced Concrete Beam-Column Joints", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 93, No ST5, Proc. Paper 5537, Oct. 1967, 533-560.
2. Hanson, N.W., "Seismic Resistance of Concrete Frames With Grade 60 Reinforcement", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 97, No ST6, Proc. Paper 8180, June, 1971, 1685-1700.
3. Megget, L.M., "Cyclic Behaviour of Exterior Reinforced Concrete Beam-Column Joints", Bulletin of the New Zealand and National Society for Earthquake Engineering, Vol. 7, No. 1, March, 1974, 27-47.
4. Marques, Jose G.L., and Jirsa, James O., "A Study of Hooked Bar Anchorages in Beam-Column Joints", ACI Journal Proceedings, Vol. 72, No. 5, May, 1975, 198-209.
5. "Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures", Reported by ACI-ASCE Committee 352, J. Jirsa, Chmn., Proceedings, American Concrete Institute Journal, Vol. 73, No. 7, July, 1976, 375-393.
6. Lee, Duane, L.N., Wight, James, K. and Hanson, Robert, D., "RC Beam-Column Joints Under Large Load Reversal", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 103, No. ST12, Proc. Paper 13405, Dec., 1977, 2337-2350.
7. Uzumeri, S.M., "Strength and Ductility of Cast-In-Place Beam-Column Joints", Reinforced Concrete Structures Seismic Zones, SP-53, American Concrete Institute, Detroit, 1977, 293-350.

8. Fenwick, R.C. and Irvine, H.M., "Reinforced Concrete Beam-Column Joints for Seismic Loading", (Part 1 - Theory), Bulletin of the New Zealand and National Society for Earthquake Engineering, Vol. 10, No. 3, September 1977, 121-128.
9. Wiwathanatepa, S., Popov, Egor P. and Bertero, Vitermo V., "Seismic Behaviour of the Reinforced Concrete Interior Beam-Column Subassemblies", Earthquake Engineering Research Center, Report No. UCB/EERC-79/14, June, 1979.
10. Seckin, M. and Uzumeri, S.M., "Exterior Beam-Column Joints in Reinforced Concrete Frames", "Proceeding of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering, Turkish National Committee on Earthquake Engineering, Istanbul, Sept., 1980, Vol. 6, 183-190.
11. Rodríguez, M., "Diseño Sísmico de Conexiones entre Losas Planas Reticulares y Columnas", Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, Julio, 1979.

#### TEXTOS Y REGLAMENTOS CONSULTADOS

12. Popov, Egor P., *Introducción a la Mecánica de Sólidos*, Limusa, 1a. reimpresión, México, 1978.
13. Park, R. y Paulay, T., *Estructuras de Concreto Reforzado*, Limusa, 1a. reimpresión, México, 1980.
14. González, O.M., Robles F.V., F., Casillas G. de L., J. y Díaz de Co<sup>ssio</sup>, R., *Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado*, Limusa, 5a. reimpresión, México, 1980.
15. Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, *Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto*, Instituto de Ingeniería, UNAM. Publicación No. 401, Julio, 1977.

16. ACI-318-77, *Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado y Comentarios*, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C., IMCYC, 4a. reimpresión, México, 1980.
17. ACI-318-63, *Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado*, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C., IMCYC, 4a. edición, México, febrero, 1968.
18. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, *Manual de Diseño por Sismo*, Instituto de Ingeniería, UNAM, Publicación No. 406, Julio, 1977.
19. Wang, Chu-Kia and Salmón, Charles G., *Reinforced Concrete Design*, Harper and Row Publishers, 3a. edition, New York, 1979.

ELEMENTO	b	h	f'c	fy
	cm	cm	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>
VIGA	30.5	51	210	2800
COLUMNA 1	38	38	350	4200
COLUMNA 2	30.5	38	350	2800

Tabla II.1.1

EJEMPLAR	COL. DIM. (PULG.)	CONFINAMIENTO EN LA REG. DE LA JUNTA	CARGA AXIAL N TON	$\frac{M \text{ exp.}}{M \text{ cal}}$	CICLOS DE CARGA	AGRIETAMIENTO EN EL CICLO	ESFUERZO EN LOS ESTRIBOS	COMPORTAMIENTO
I	15 x 15	5 # 4	292	$\frac{L.S.1.12}{I.0.99}$	9	1° (grietas finas)	Alcanzó fy	Dúctil
I-A	15 x 15	5 # 3	293	$\frac{1.06}{1.09}$	9	2° Inelástico grietas anchas		Dúctil
II	15 x 15	5 # 4	129	$\frac{1.05}{1.07}$	9	3° Inelástico grietas anchas	Alcanzó fy	Dúctil
III	12 x 15	5 # 4	152	$\frac{.94^a}{0.94}$	4	3° Inelástico grietas anchas		
IV	12 x 15	5 # 4	14	$\frac{0.91^a}{0.82}$		3° Inelástico grietas anchas		
V	15 x 15	No tuvo rfzo.	288	$\frac{0.89}{1.07}$	3	Al aplicar la carga N	No existieron	Ductilidad inadecuada
V-A	15 x 15	<u>No tuvo rfzo.</u> Vigas transv.	294	$\frac{1.07}{0.90}$	12			Dúctil

a = La articulación plástica se formó en la columna y no en la viga.

Tabla II.1.2

EJEMPLAR	DECREMENTO PROGRESIVO DEL M EXP.	DESARROLLO DEL $\mu$ CALC. EN LA VIGA	PERDIDA DE RECUBRIMIENTO	M CALC. DE LA COL.	ARTICULACION PLASTICA	DISENO
I						Adecuado
I-A	X	85%				Adecuado
II		100%				
III			Provocó inestabilidad en el 4to. ciclo		En la junta	
IV				93% 1°C. Inelastico	En la junta	
V			Debido al no confinamiento	89% 1°C. Inelastico		
V-A		100%				

Tabla II.1.2

LUGAR	AUTOR	AÑO	JUNTAS				ESC.	No. DE JUNTAS	ACERO GRADO
			UNIONES		CON	SIN			
			INT	EXT	VIGAS	TRANSV.			
E.U.	HANSON CONNOR	1967		X			N	7	40
E.U.	HANSON CONNOR		1	3		X	N	4	40
E.U.	HANSON CORLEY	1969						6	60

Tabla II.2.1

ELEMENTO	b	h	f'c	fy		fgh	
	cm	cm	Kg/cm <sup>2</sup>	K/in <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	K/in <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>
VIGAS	30.5	51	340	60	4200	60	4200
COLUMNAS	38.1	39.1	380	60	4200	60	4200

Tabla II.2.2

EJEMPLARES	JUNTA	S#3	JUNTA		NIVEL DEL MARCO	f'c Kg/cm	CARGA AXIAL N (TON)	Vu DE LA JUNTA (Kips)		
			CON	SIN				Vc	Vs	Vu
			VIGA TRANSV.							
1	Interior		1		Entrepiso bajo	390	290	129	98	226
2	Interior		2		Entrepiso bajo	205	290	94	84	178
3	Esquina		1		Entrepiso bajo	365	290	125	52	177
4	Aislada	d/2		X	Entrepiso bajo	375	290	127	35	162
5	Aislada			X	Entrepiso superior	365	145	95	57	153

Tabla II.2.3

EJEMPLARES	$V_T^*$	$V_T$ máx	$\frac{V_c}{V_T}$	$\frac{V_u}{V_T}$	Mu VIGA ft-kips	$M_T/M_u$	AGRIETAMIENTO CICLO	DEFLEXIONES a máx (pulg)	
1	1.13	1.16	0.50	0.85	269.1	1.04	2	8.7	6.7
					141.8	1.07			
2	1.46	1.47	0.39	0.69	248.7	1.14	3	6.4	8.3
					139.1	1.16			
3	1.05	1.16	0.75	1.00	271.1	1.13	1	3.3	5.5
					143.5	1.06			
4	1.11	0.60	0.75	0.85	269.5	1.12	2	4.00	4.7
					142.4	0.96			
5	1.20	1.30	0.56	0.85	274.5	1.10	2	6.00	3.11
					145.6	0.98			

$V_T^*$  = Cortante registrado durante la primera fluencia.

Tabla II.2.3

LUGAR	AUTORES	No. DE ESPECTIMENES PROBADOS	ESCALA	UNIONES		JUNTAS		ANCLAJE	RFZO. TRANSVERSAL EN LA JUNTA	TIPO DE CONCRETO	TIPO DE CARGAS LATERALES
				INT.	EXT.	CON	SIN				
						VIGA TRANS.	VIGA TRANS.				
E.U.	P.C.A	7	Normal		X		X				No fueron muy representativas
Japón	Univ. Tokio			X					Por cortante		
Japón	Univ. Tokio	17	Normal	X			X	Variable	Variable	Variable	
Japón	Univ. Tokio					X		Variable	Variable	Variable	
Nueva Zelanda	L.M. Megget Park	3	Normal		X		X	Pérdida en el anclaje			
Nueva Zelanda	Smit	3	Normal		X		X	Vario el método y cantidad también, hubo pérdida			
Nueva Zelanda	Renton	4	Normal		X		X	Ganchos a 180° no proporcionaron anclaje suficiente	No fue suficiente		
Nueva Zelanda	L.M. Megget	2									
Nueva Zelanda	Patton	3			X	Con tramos de viga atrás de la columna					
Nueva Zelanda	Park y Paulay U. Cauterburí				X						
	Somerville									Plaster	Monótonas

Tabla II.3.1

LUGAR	AUTORES	CARGA AXIAL	No. DE EJEMPLARES PROBADOS	AGRIETAMIENTO POR CORTANTE EN LA JUNTA	DECREMENTO DE RESISTENCIA DEBIDO A LA INVERSION DE CARGA	RIGIDEZ	RESISTENCIA	CONCLUSIONES
E.U.	P.C.A.							Concluyeron que un buen detalle en las juntas puede resistir severos sismos sin pérdida de resistencia y ductilidad
Japón	Univ. Tokio					Se estudio en función	Se estudio en función	
Japón	Univ. Tokio		8	Fallaron	Decreto considerablemente			Observaron que las uniones con intersección de vigas transversales se comporto mejor que las otras
Japón	Univ. Tokio		7			Tuvo un mejor comportamiento		
Nueva Zelanda	L.M. Megget Park			Fallaron en la región de la junta debido a la disrupción del núcleo				
Nueva Zelanda	Smit							
Nueva Zelanda	Renton			Falló en el núcleo	Fallaron ante inversiones de cortante			
Nueva Zelanda	L.M. Megget							
Nueva Zelanda	Patton			Falló en la junta pero tuvo un mejor comportamiento				
Nueva Zelanda	Park y Paulay U. Canterbury							Continuaron esta serie de pruebas
	Somerville							Las barras fluyeron lo. dentro de la junta y no en la unión

NIVEL	W viva	Kg/cm <sup>2</sup>	W muerta	Kg/cm <sup>2</sup>
AZOTEA	20 Ib/ft <sup>2</sup>	38	40 Ib/ft <sup>2</sup>	196
ENTREPISO	80 Ib/ft <sup>2</sup>	392	40 Ib/ft <sup>2</sup>	196

Tabla II.3.2

ELEMENTO	b		h		f'c		fy	
	pulg.	cm	pulg.	cm	psi	Kg/cm <sup>2</sup>	psi	Kg/cm <sup>2</sup>
VIGA DE AZOTEA	10	25.4	12	30.5	3840	270	42725	3000
VIGA DE ENTREPISO	10	25.4	18	46	3840	270	42725	3000
COLUMNA	15	38	15	38	3840	270	42725	3000

Tabla II.3.3

b		h		Refuerzo longitudinal	Estribos
pulg	cm	pulg	cm		
10	25.4	15	38	4 # 7	# 3 10

Tabla II.3.4

	b cm		d cm		ksi	fy	Kg/cm <sup>2</sup>	fy h	
								Ksi	Kg/cm <sup>2</sup>
VIGA			20"	50.8	60		4200	60	4200
COLUMNNA	12"	30.48	15"	38.1	60		4200	60	4200
COLUMNNA	12"	30.48	12"	30.48	60		4200	60	4200

Tabla II.4.1

LUGAR	AUTOR	AÑO	UNIONES		JUNTAS		ESCALA	ANCLAJE	REFUERZO TRANSVERSAL		CARGA AXIAL	COLUMNA
			INT.	EXT.	CON VIGAS	SIN TRANSV.			CON	SIN		
E. U.	HANSON Y CONNOR ASCE	1967		X		X	NORMAL		VARIARON LA CANTIDAD		VARIO	
E. U.	HANSON ASCE	1971		X			NORMAL					
NEW ZELAND	MEGGET Y PARK	1971	X		X							
NEW ZELAND	PARK Y PAULAY	1973 5a CONFER.		X	X			VARIARON EL METODO	VARIARON LA CANTIDAD			VARIO
CANADA	USUMERI Y SECKIN	1974		X					CON	SIN		
E. U.	JIRSA I ACI	1975		X					VARIO LA CANTIDAD		VARIO	VARIO
E. U.	JIRSA Y MEINHEIT	1975		X								

Tabla II.6.1

ELEMENTO	b cm	h cm	f'c K/cm <sup>2</sup>	fy Kg/cm <sup>2</sup>	f y h Kg/cm <sup>2</sup>
VIGAS	20.32	25.4	280	2800	2800
COLUMNAS	20.32	28.0	280	4200	2800
JUNTA			280		2800

Tabla II.6.2

EJEMPLAR	TIPO DE DISEÑO	TIPO DE CARGA	CARGA AXIAL		CLARO	
			KIPS	TON	(a)	cm
1	2	MODERADA	40	18.12	46.5"	118.11
2	2	SEVERA	40	18.12	46.5"	118.11
3	1	MODERADA	40	18.12	46.5"	118.11
4	1	SEVERA	40	18.12	46.5"	118.11
5	2	SEVERA	0	0	41.25"	105
6	1	SEVERA	0	0	41.25"	105

• Tabla II.6.3

EJEMPLAR	CARGA AXIAL TON	AGRIETAMIENTO		DAROS PRINCIPALES
		VIGA	COL.	
1	18.12		No se observó agrietamiento por flexión o por cortante en las columnas.	Ocurrieron en la parte de la viga adyacentes a la cara de la col. este daño fue atribuido a la flexión.
2	18.12	Diagonal		
3	18.12	Tipox		
4	18.12	Diagonal Tipox		
5	0	A lo largo de la porción recta y el gancho del refuerzo long. de la viga anclado en la col. y en adición se observaron grietas diagonales más numerosas.		
6	0			

Tabla II.6.4

EJEMPLARES	CORTANTE EN EL PRIMER AGRIETAMIENTO $V_{cr}$ KIPS	CORTANTE MEDIDO POSTERIORMENTE $V_c$ KIPS	$V_c/V_{cr}$	CORTANTE CALCULADO $V_c'$ KIPS	$V_c'/V_c$	CTE. INCREMENTADA
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
1	27.4	31.4	1.15	22.6	1.39	4.86
2	30.80	24.1	0.78	22.6	1.07	3.70
3	22.2	39.9	1.80	22.3	1.79	6.26*
4	--	--	--	22.0	--	--
5	26.2	29.7	1.13	15.1	1.96	6.86*
6	23.8	44.0	1.85	15.1	2.91	10.2*

Tabla II.6.5

ELEMENTO	b'		h		f'c		fy	
	pulg.	cm	pulg.	cm.	psi	Kg/cm	psi	Kg/cm
VIGAS	9	22.8	16	40.6	4000	280	60000	4200
COLUMNA	17	43.2	17	43.2	4000	280	60000	4200

Tabla II.9.1

Espec.	E	EXPERIMENTAL					TEORICO		
		Por carga vertical		Por carga lateral			$I_1^C$	$I_2^C$	$I_3^C$
		$E I_w$	$I_w$	$K_1$	$K_2$	$I_L$			
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	
E1A	158 000	196.98	1245	13.00	5.36	790	2460	1490	965
E2	164 000	210.11	1280	15.72	2.89	920	2460	855	965
E3	176 000	236.38	1340	18.11	1.56	985	2460	1420	965
E4	166 000	259.04	1560	17.87	5.28	1030	2750	1860	1280
E5	163 000	402.35	2470	27.76	6.83	1630	2720	1810	1080

E: módulo de elasticidad del concreto ( $\text{kg/cm}^2$ )

$I_1^C$ : momento de inercia de sección bruta fuera del capitel

$I_2^C$ : momento de inercia de sección agrietada fuera del capitel

$I_3^C$ : momento de inercia de sección bruta fuera del capitel en ancho  $c+3h$

I en  $\text{cm}^4$

EI en  $\text{kg cm}^2 \times 10^6$

$K_1, K_2$  en  $\text{kg-cm/rad} \times 10^6$

Tabla II.11.3 Rigideces experimentales y teóricas de los especímenes probados.

REFE- RENCIA	ESPECIMENES		C O N E X I O N E S					
			EXTERIORES		INTERIORES		VIGA COLUMNA	LOSA RETICULAR- COLUMNA
	PROBADOS	ANALIZADOS	CON	SIN	CON	SIN		
			VIGAS TRANSVERSALES					
1	7	7	1	6			X	
2	5	5	2	2	1		X	
3	2	2	1	1			X	
4	22	22		22			X	
6	6	6		6			X	
7	8	8	4	4			X	
9	2	3				3	X	
11	5	5				5		X

Tabla III.1 Número y tipo de conexiones probadas y analizadas.

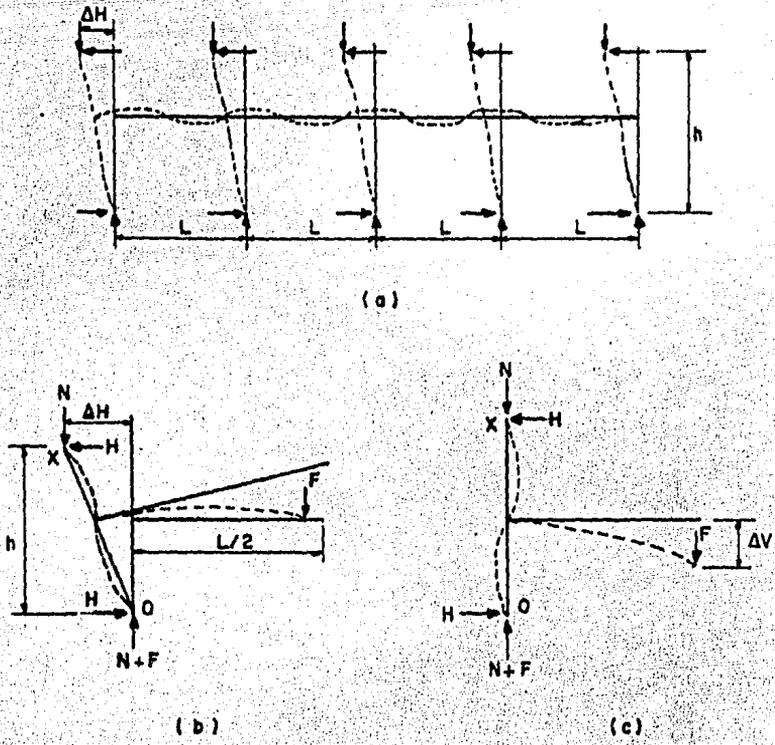


Fig. II. 1.1 Selección del modelo de prueba

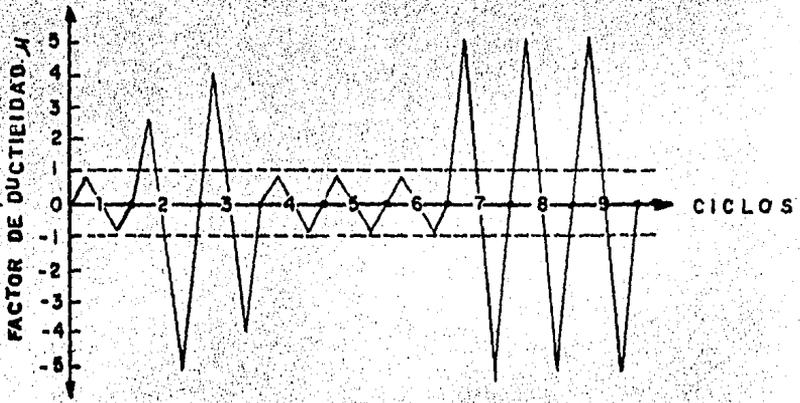


Fig. II. 1.2 Representación sísmica

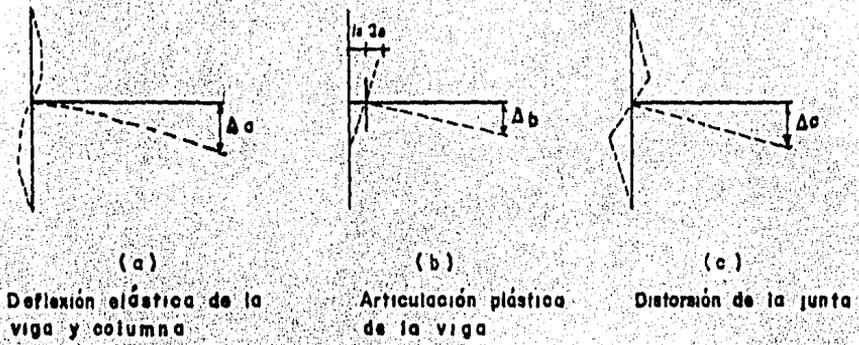


Fig II. 1.3 Componentes de la deflexión de la viga

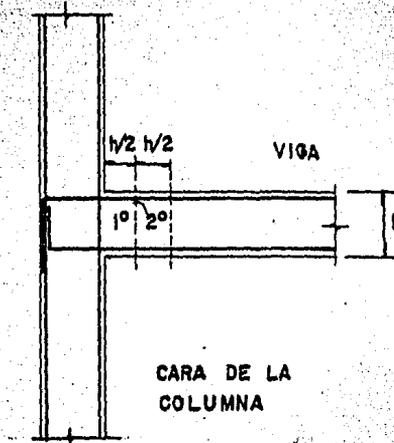


Fig. II. 1. 4 Zonas de articulación plástica de la viga

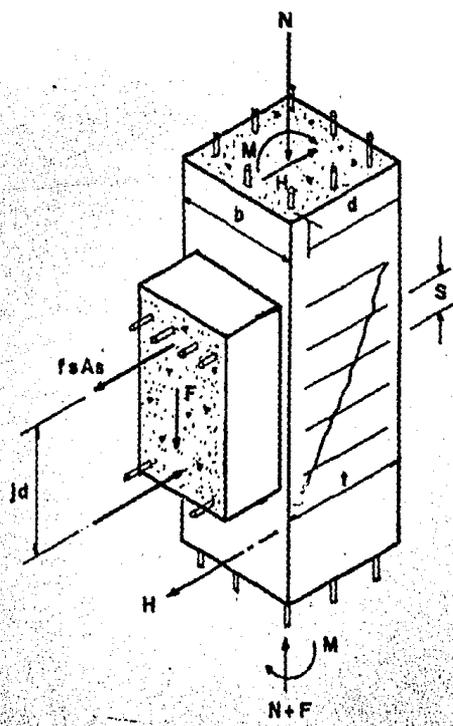
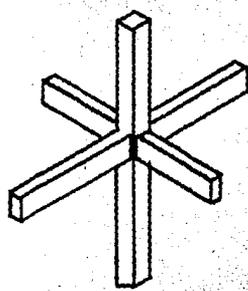
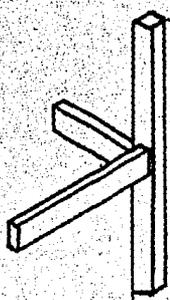


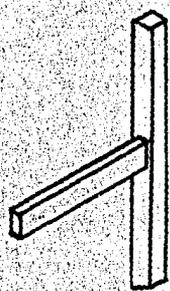
Fig. II.1.5 Fuerzas en la conexión viga - columna



(a) Junta interior



(b) Junta de esquina



(c) Junta aislada

Fig. II.2.1 Tipos de conexión viga - columna

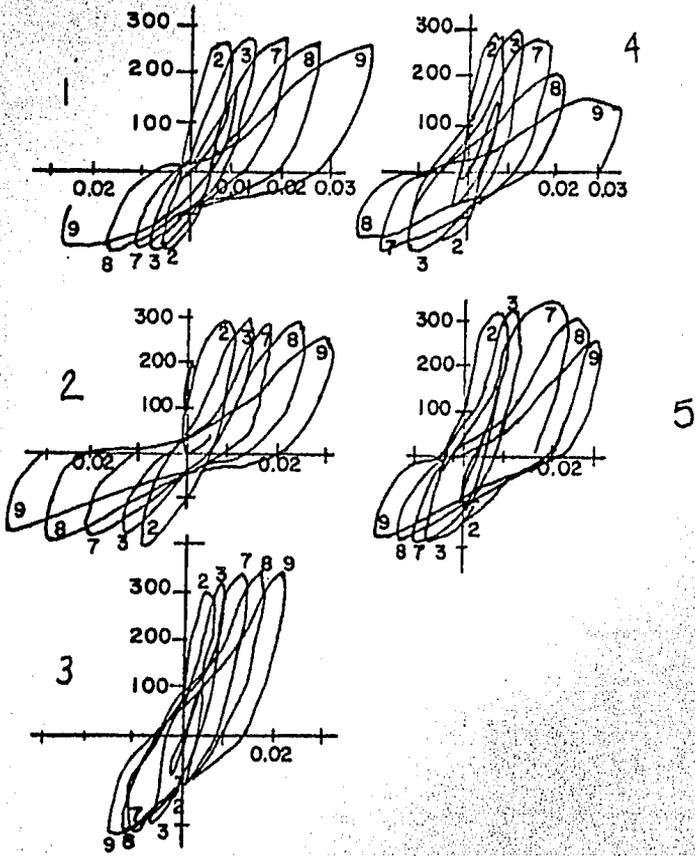


Fig. II. 2.2. Curvas momento-rotación

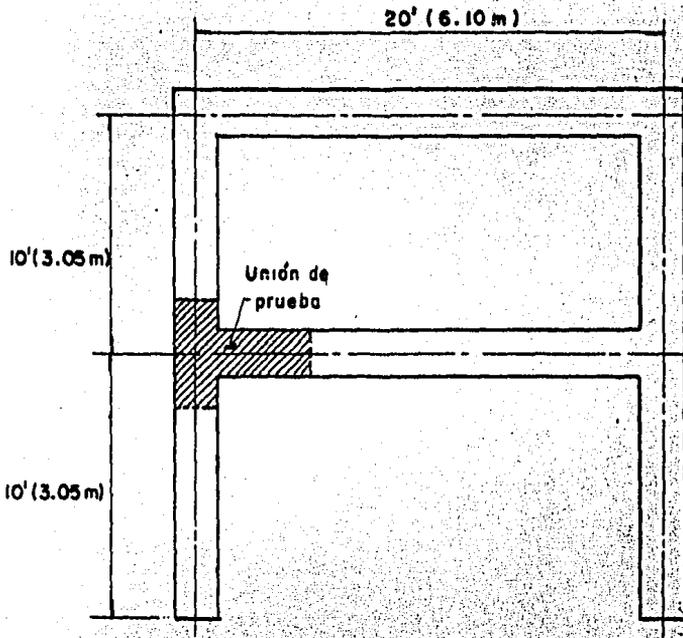


Fig. II. 3.1 Marco prototipo

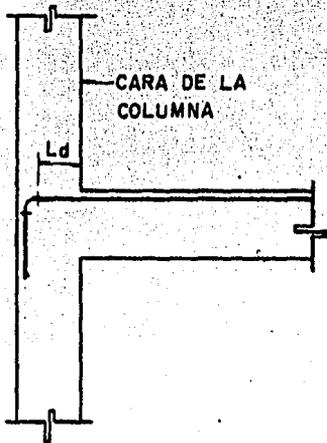


Fig. II 3.2 Anclaje del refuerzo longitudinal de la viga en la conexión

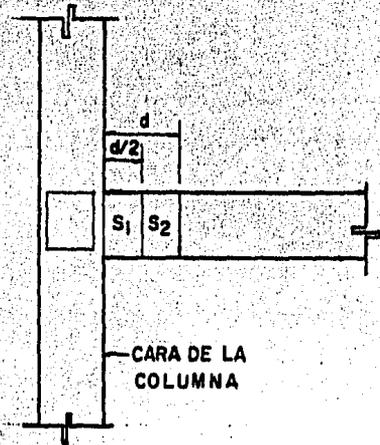
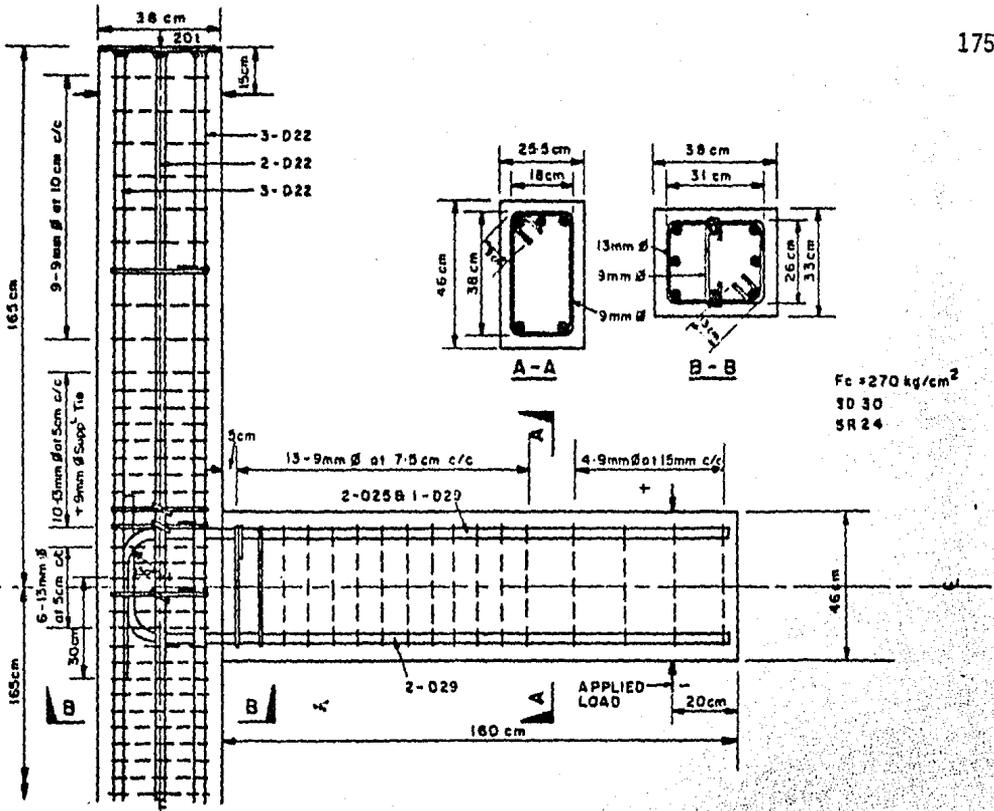
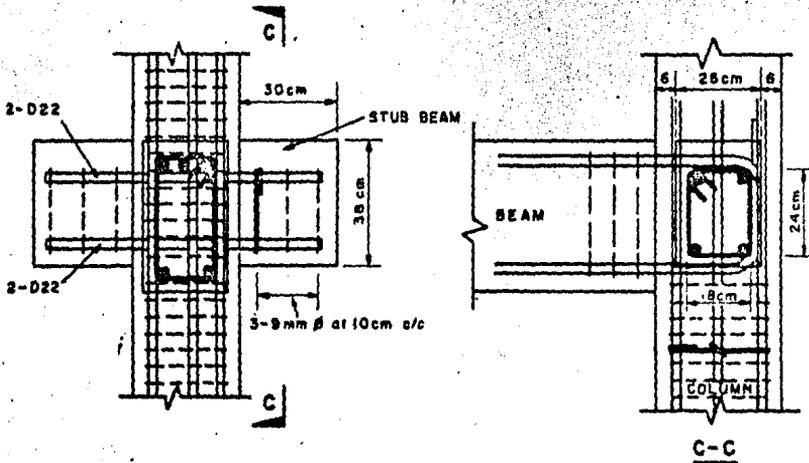


Fig. II. 3.3 Zonas de articulación plástica de la viga.



a. Unión A, detalle de refuerzo de la unión de prueba



b. Unión B, detalle de refuerzo de la junta con tramos de viga transversal de confinamiento

Fig. I.3.4

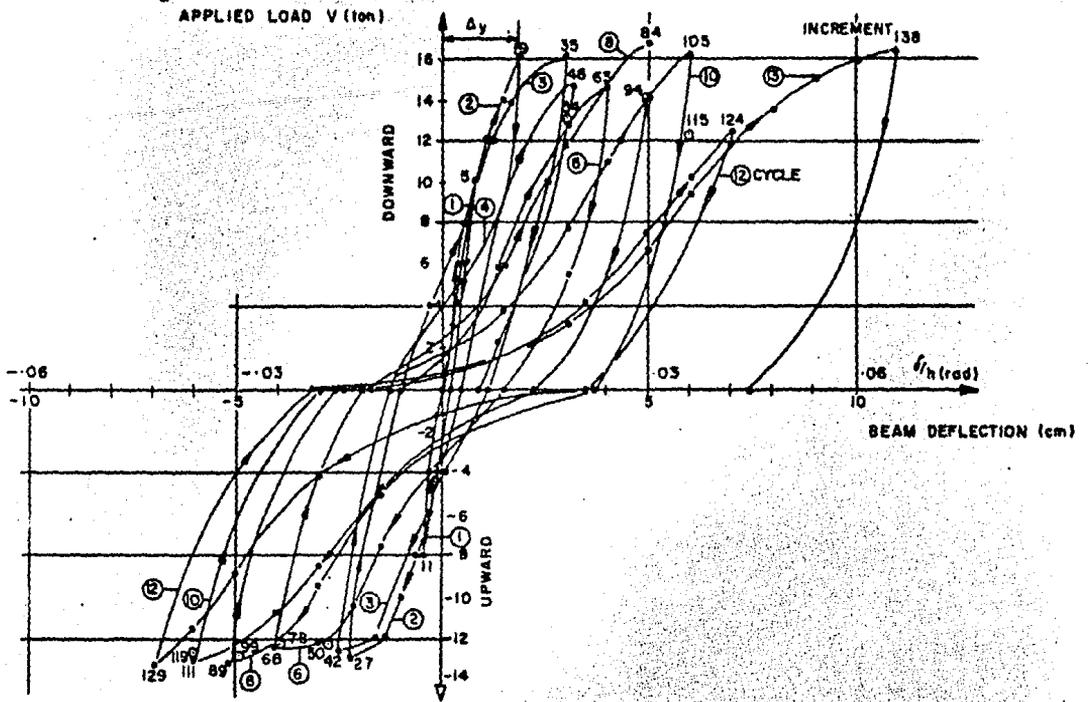


Fig. II.3.5 Curvas histeréticas carga-deflexión de la unión A

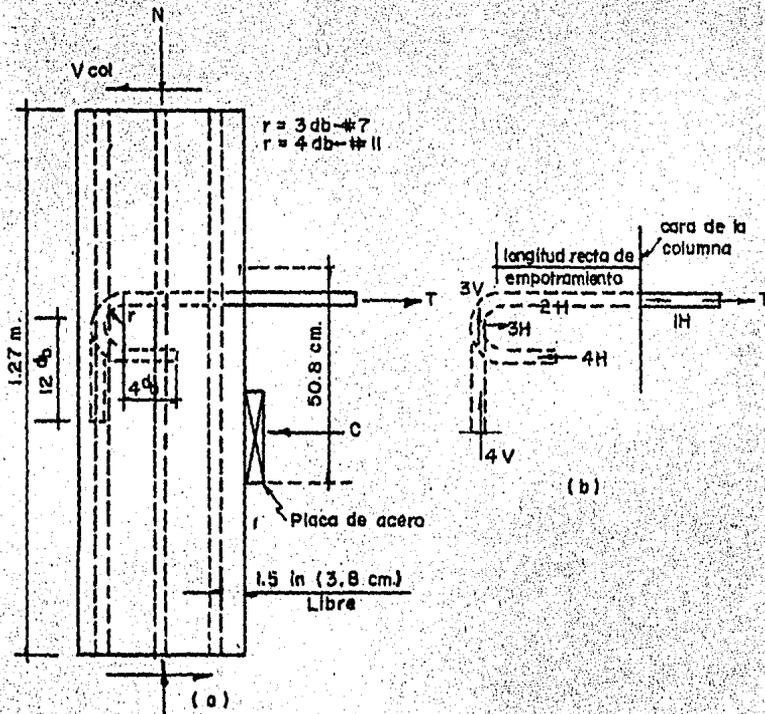


FIG. II. 4.1 Modelo de prueba

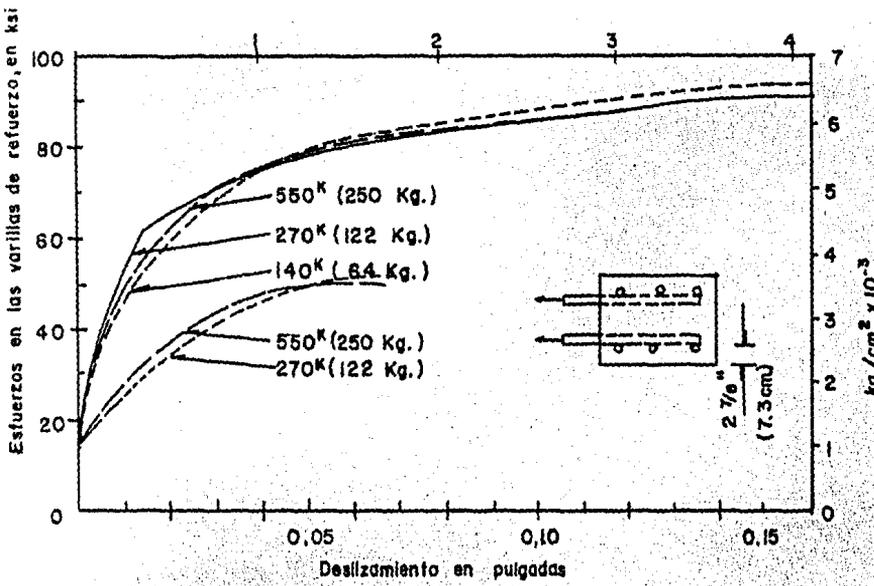


Fig. II.4.2. Influencia de la carga axial sobre el deslizamiento del refuerzo longitudinal de la viga.

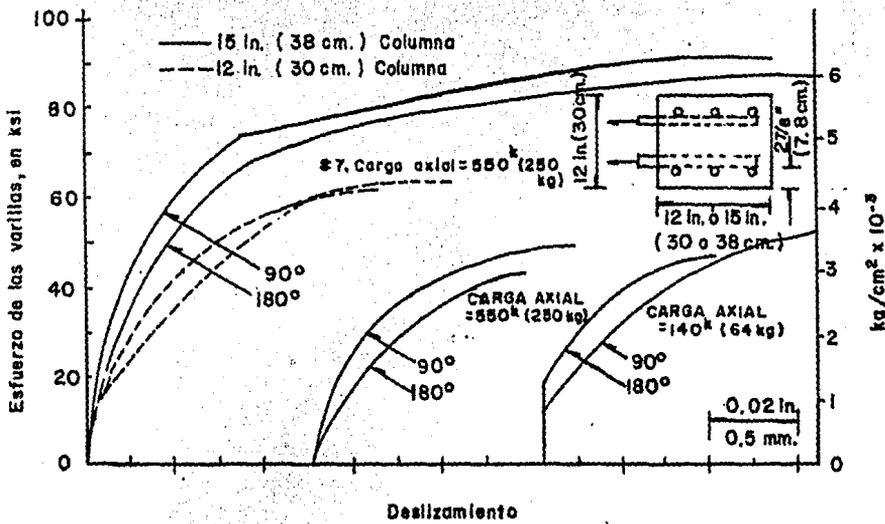


Fig. II.4.3. Influencia de el ángulo de curvatura sobre el deslizamiento

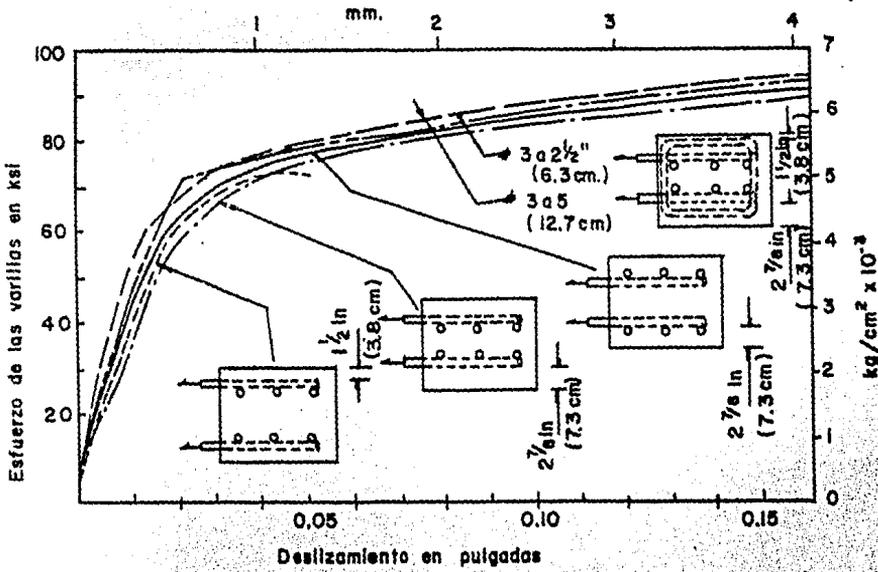


Fig. II.4.4. Influencia del confinamiento sobre el deslizamiento, para varillas # 7 con gancho a 90°.

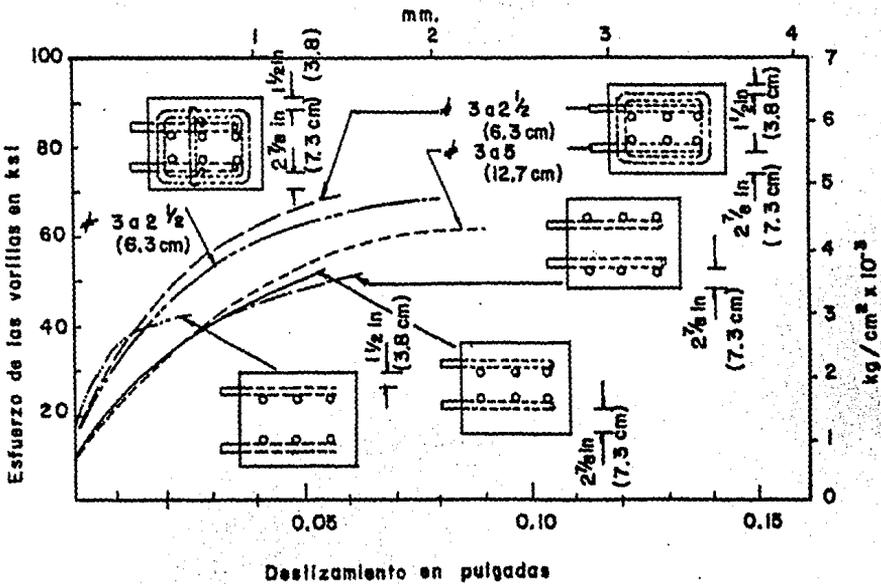
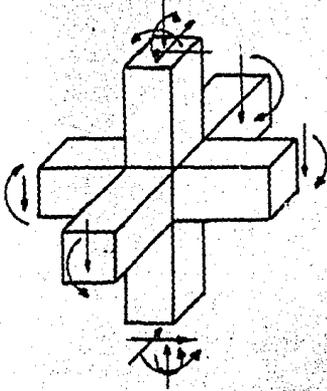
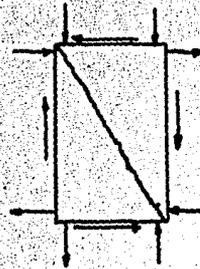


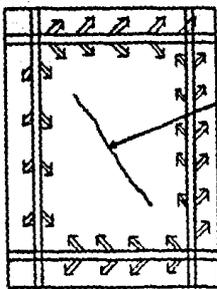
Fig. II.4.5. Influencia del confinamiento sobre el deslizamiento, para varillas # 11 con gancho a 90°.



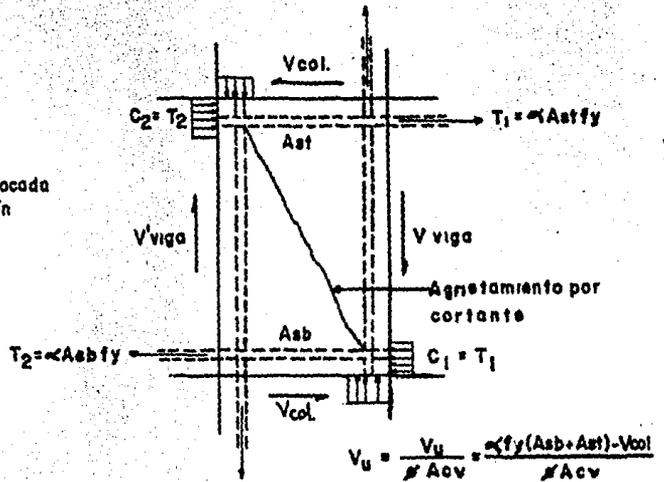
(a) Fuerzas en miembros de la junta



(b) Fuerzas resultantes en la junta

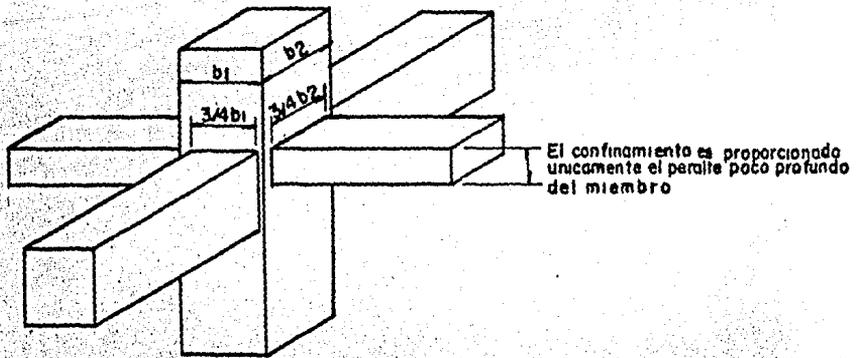


(c) Transferencia de fuerzas dentro de la junta

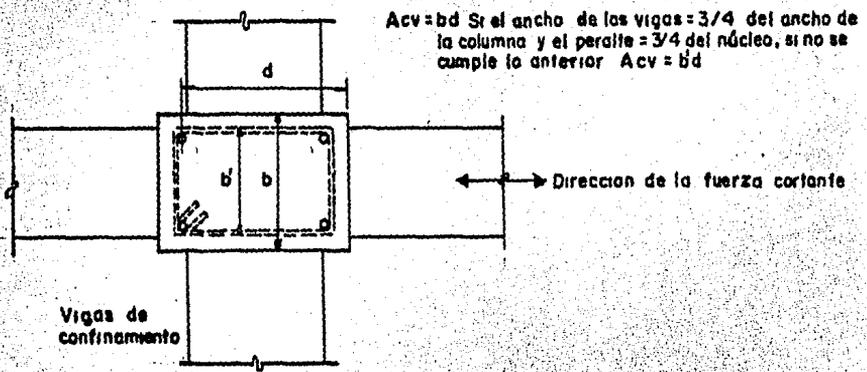


(e) Esfuerzos cortantes

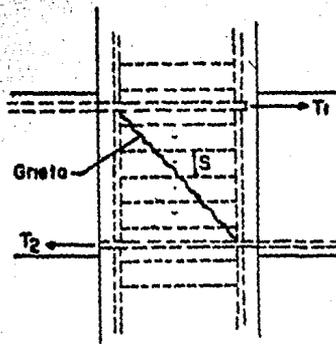
Fig. II. 5.1 Cortante en la junta



(a) Dimensionamiento de la viga para un confinamiento efectivo

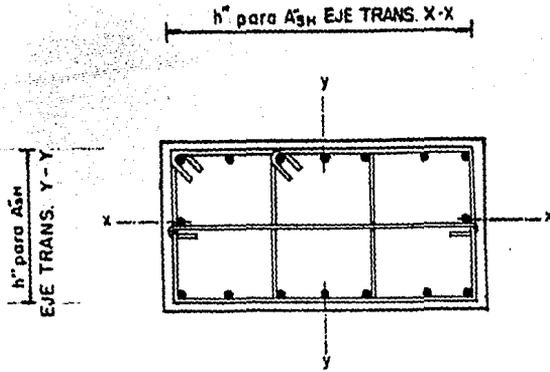


(b) Area de cortante del núcleo de la junta.

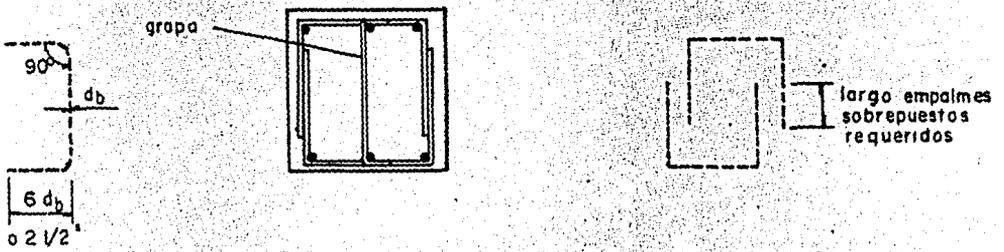


(c) Estribos efectivos en el núcleo de la junta

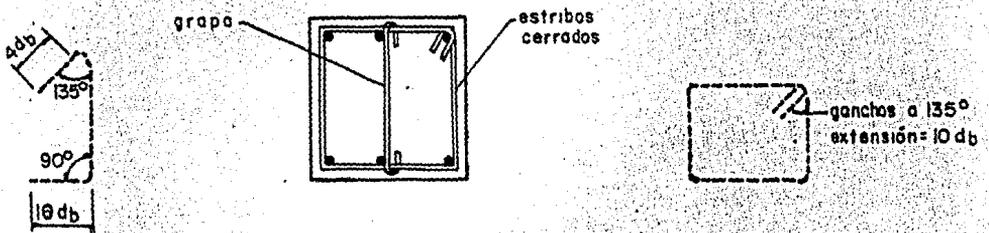
Fig. II. 5.2 Confinamiento efectivo, area y estribos de cortante.



(a) Definición de  $A_{3h}$  y  $h''$



(b) Juntas tipo 1



(c) Juntas tipo 2

Fig. II. 5.3 Detalles de refuerzo transversal

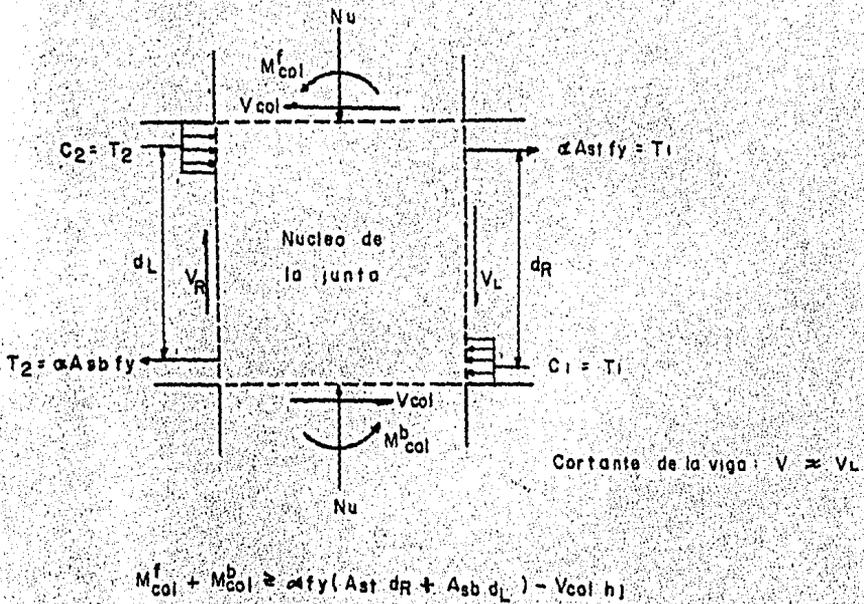


Fig. II. 5.4 Capacidad requerida de columnas en el interior de la conexión viga - columna.

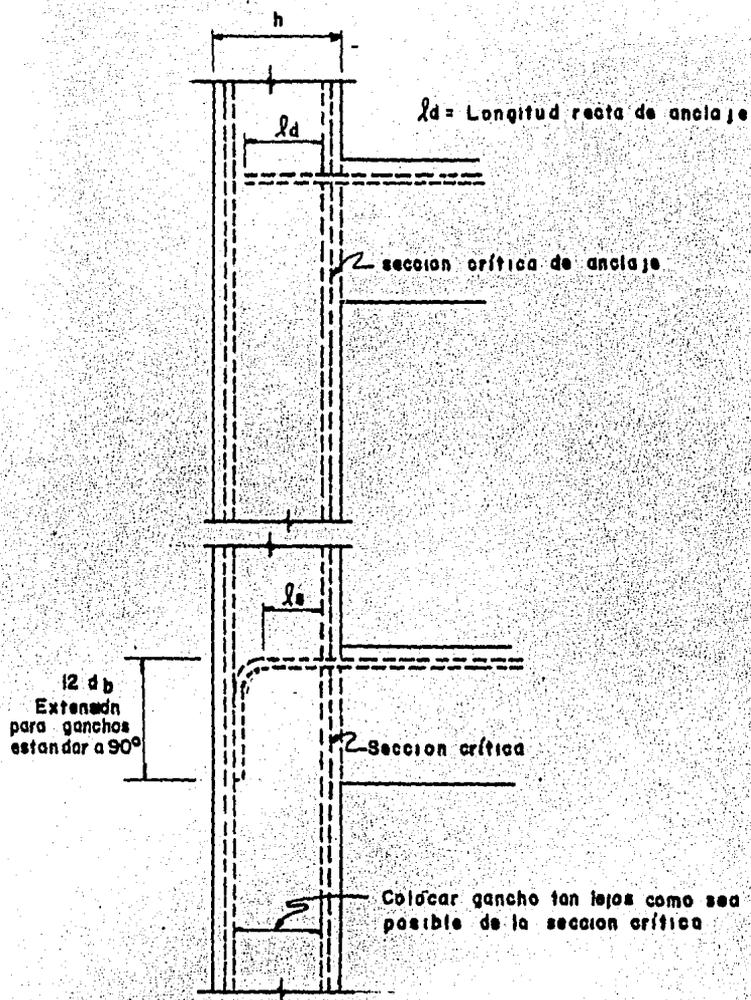


Fig. II. 5.5 Requerimientos de anclaje para juntas.

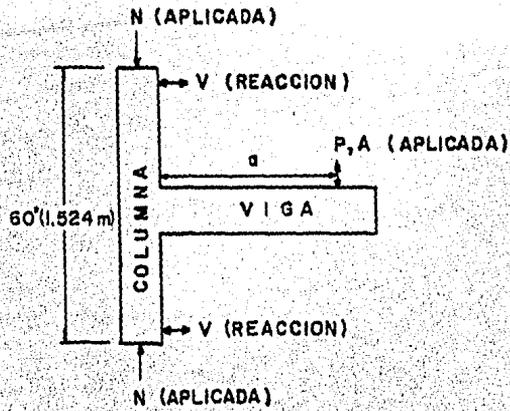


Fig. II. 6.1 Localización de las fuerzas y reacciones aplicadas

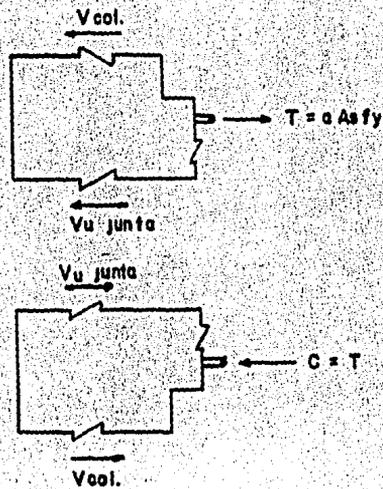
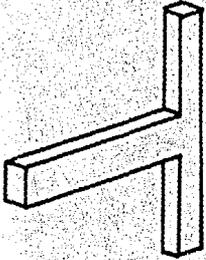
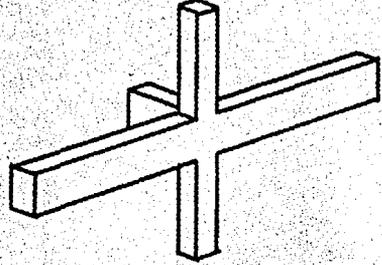


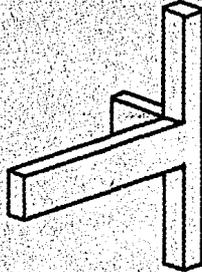
Fig. II. 6.2 Fuerzas cortantes que actúan en la junta



(a) junta aislada

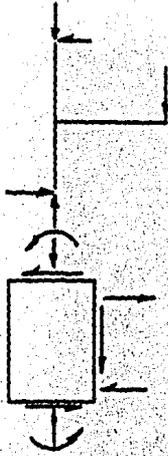


(c) junta de borde

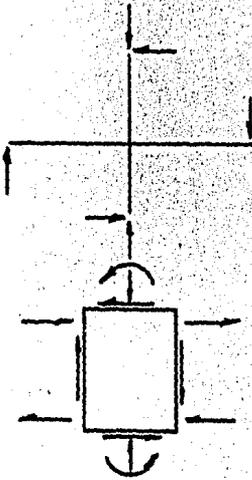
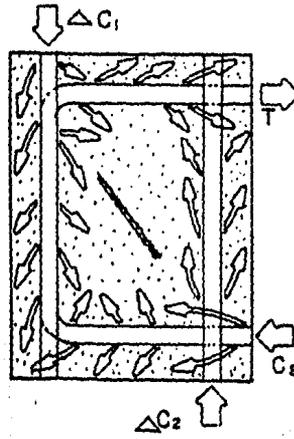


(b) junta de esquina

Fig. II.7.1. Tipos de juntas



(a)



(b)

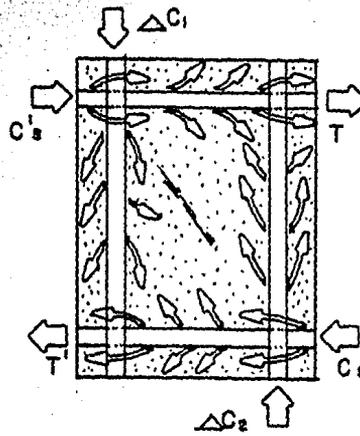


Fig. II. 7.2. Transferencia de fuerzas en las juntas (a) aislada y (b) de borde.

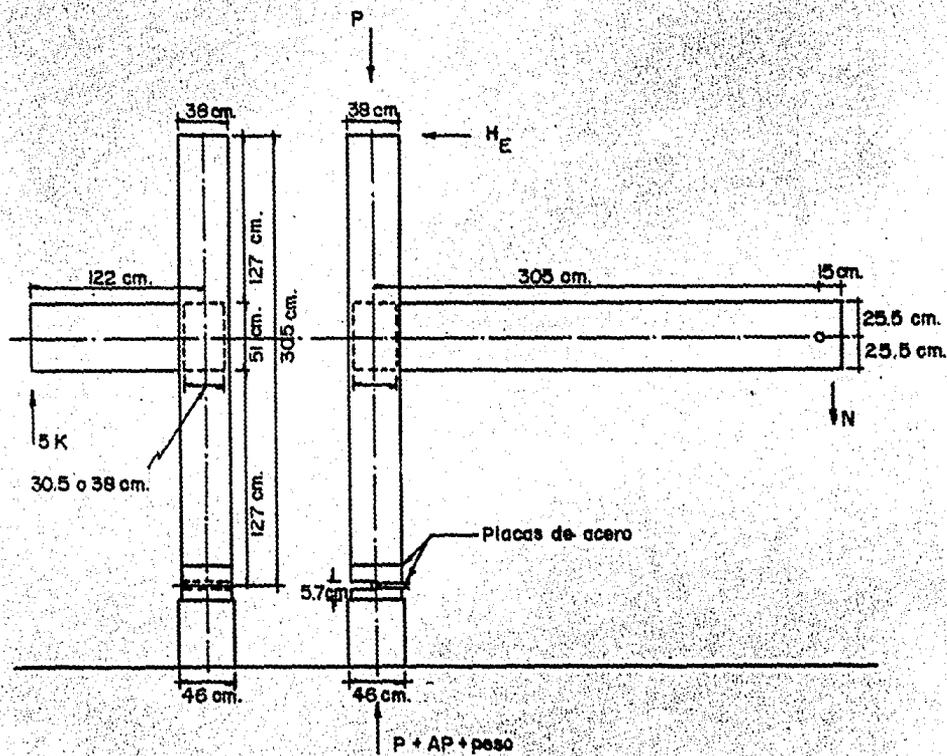


FIG. II. 7.3. DIMENSIONES DE LAS UNIONES



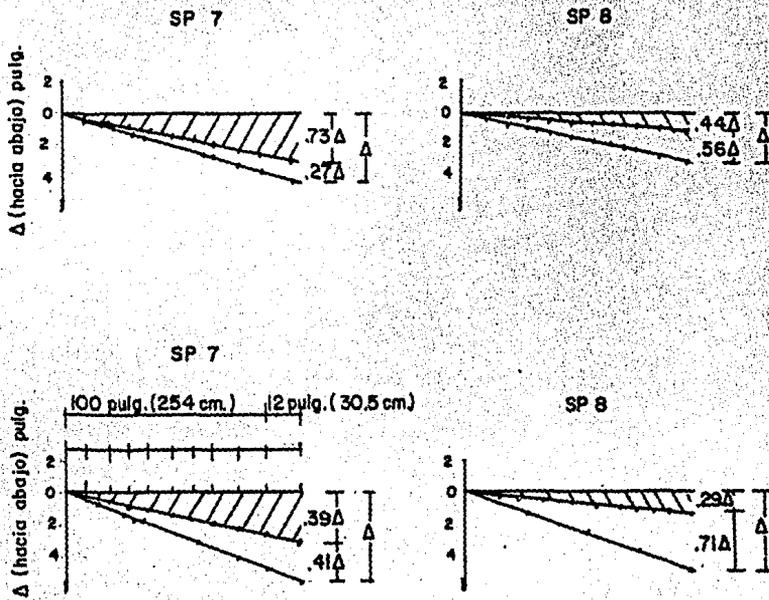


Fig. II. 7.5. Perfil de deflexión de las vigas para las uniones 7 y 8.

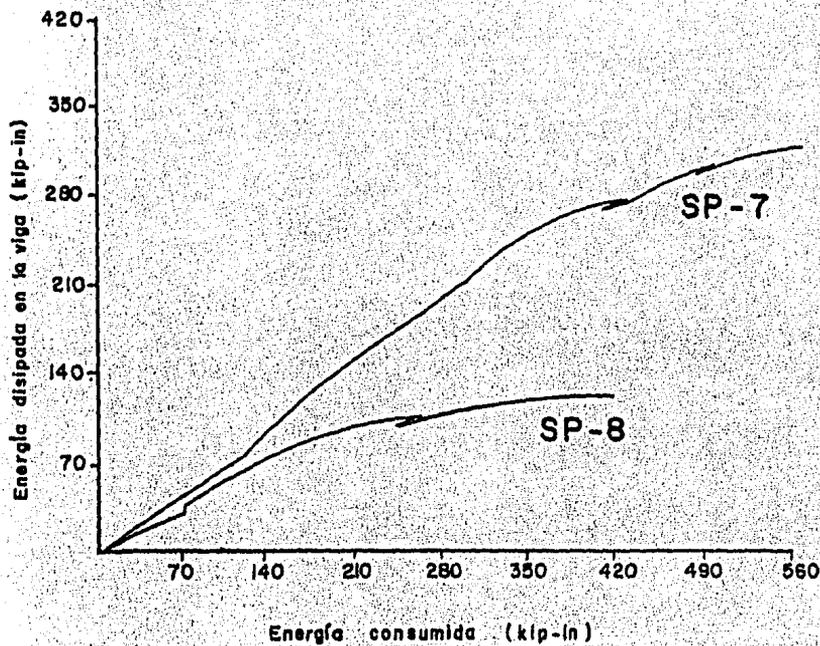


Fig. II.7.6. Energía consumida contra energía disipada en la viga

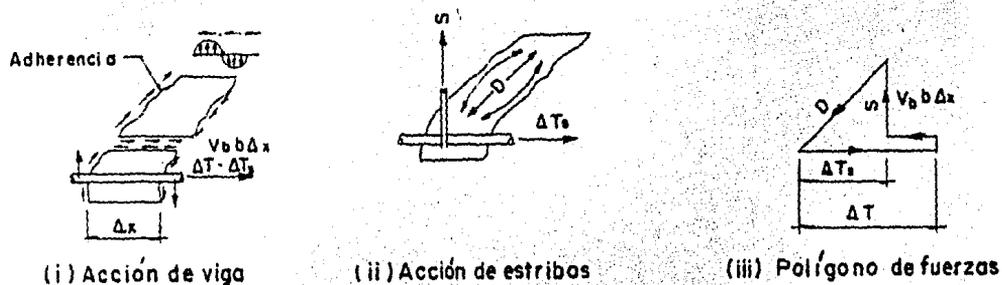


Fig. II.8.1 Acción del refuerzo en el alma de la viga.

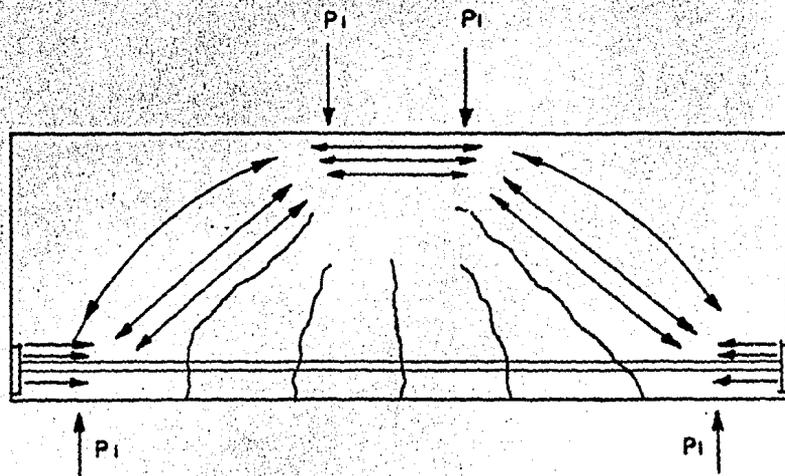
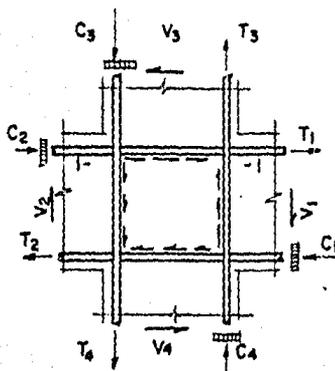
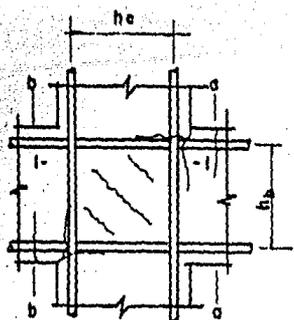
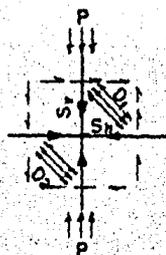
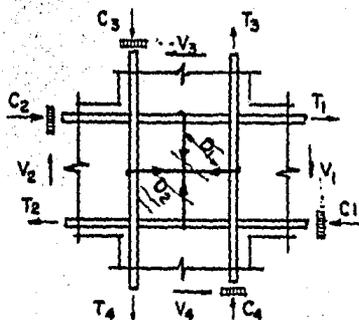


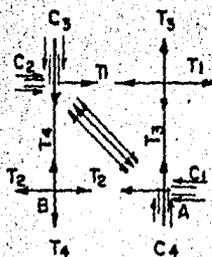
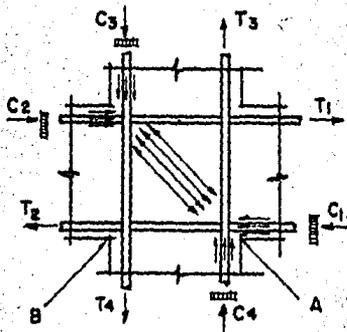
Fig. II.8.1. (b) Acción del arco en una viga de concreto reforzado



a)-Grietas típicas y fuerzas en las juntas



b)- Acción del panel de armadura en la junta



d)- Acción del puntal diagonal en la junta.

Fig. II. 8.2

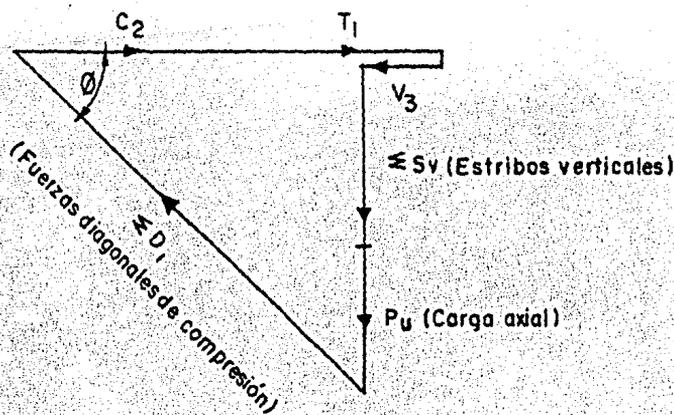
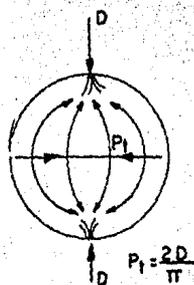
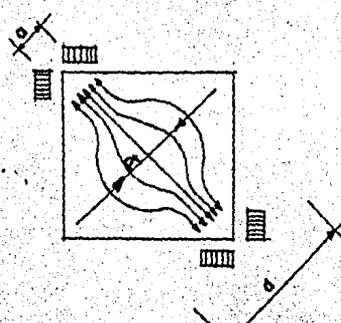


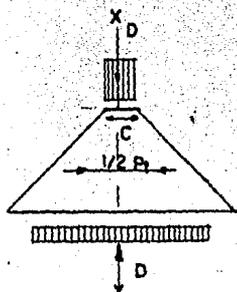
Fig. II.8.3 Polígono de fuerzas de la parte superior de la junta debido a la acción de puntal diagonal



a)- Cilindro de prueba agrietado



b)- Agrietamiento de la junta



c)- Reducción en las fuerzas de agrietamiento debido a la distribución de fuerzas diagonales "D" sobre una distancia "a"

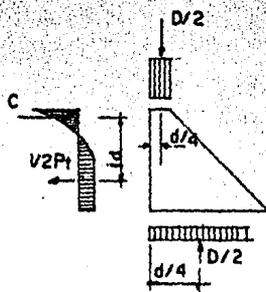


FIG. II.8.4 Fuerzas de agrietamiento en las juntas de concreto reforzado bajo la acción de puntal diagonal

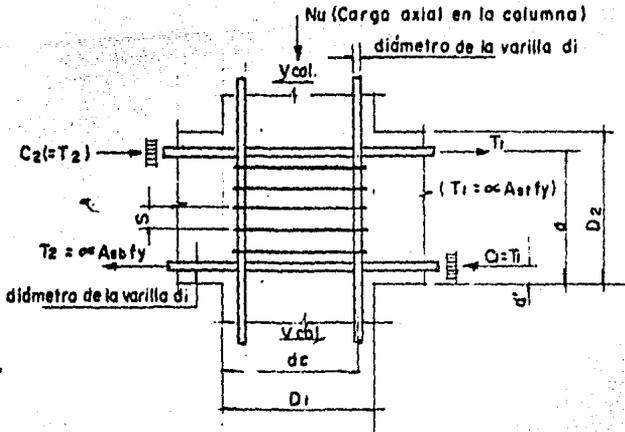


Fig. II.8.5 Dimensiones usadas para el diseño de juntas reforzadas a cortante

- $S$  = separación  
 $A_v$  = área del estribo de la sección transversal  
 $\Sigma A_v$  = área total del acero por cortante en la junta.  
 $b'$  = ancho efectivo de la junta para el cálculo de esfuerzos cortantes.  
 $A_g$  = área de la sección gruesa

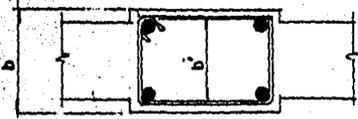


Fig. II.8.5 Dimensiones usadas para el diseño de juntas reforzadas a cortante

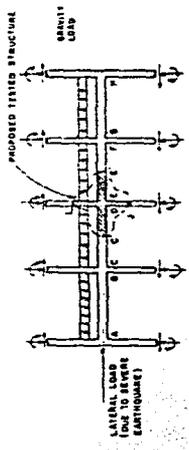


Diagrama de cuerpo libre del tercer nivel



Diagrama de momentos flexionantes bajo carga vertical



Diagrama de momentos flexionantes bajo carga lateral



Diagrama de momentos flexionantes bajo carga vertical y lateral



Diagrama de momentos flexionantes bajo carga vertical e inversión de carga lateral

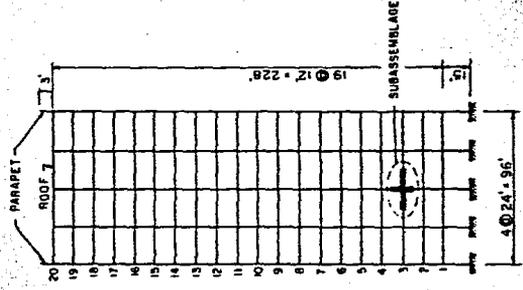
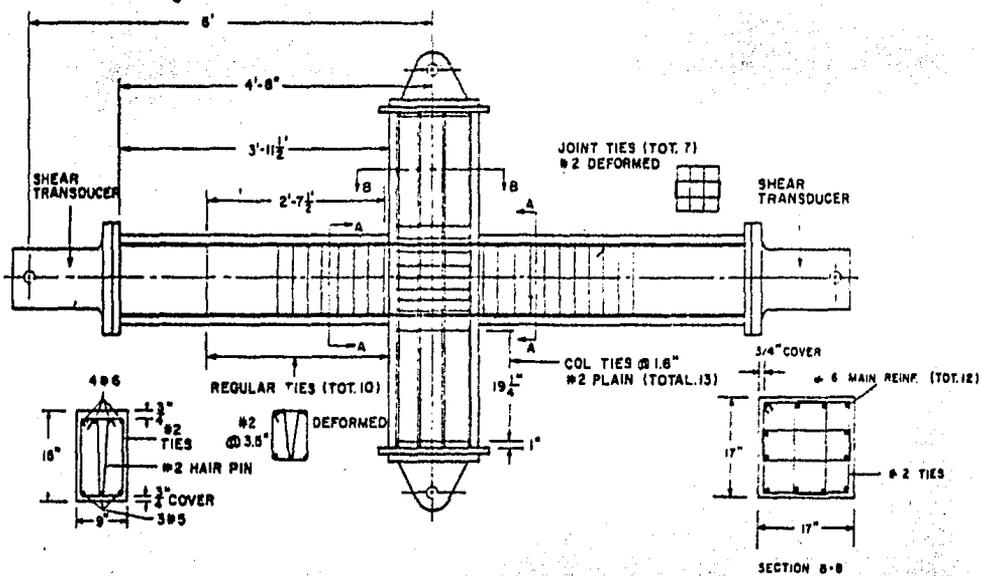


Fig. 11.9.1a Modelo tipo de un edificio de 20 pisos

Fig. 11.9.1b Modelo de cargas para el subconjunto de prueba



Sección transversal de la viga

Sección transversal de la columna

Fig. II.9.2 Refuerzo típico del subconjunto viga-columna

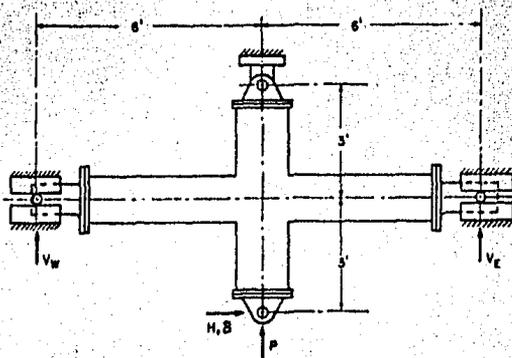
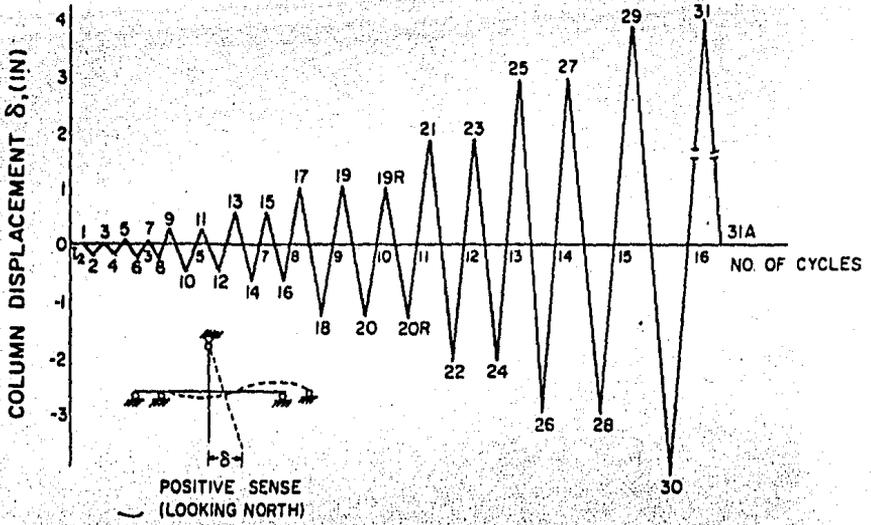
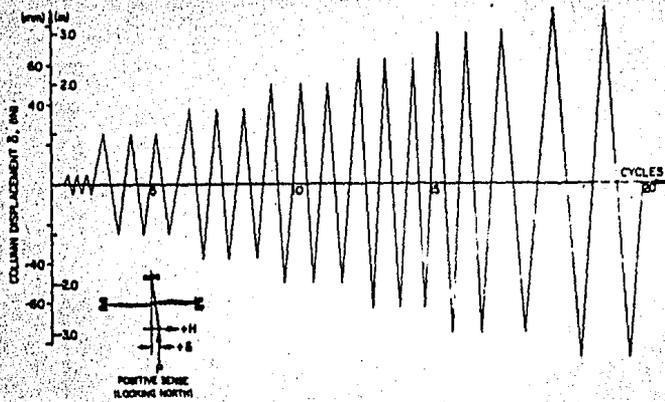


Fig. II.9.3 Aplicación de fuerzas a el subconjunto

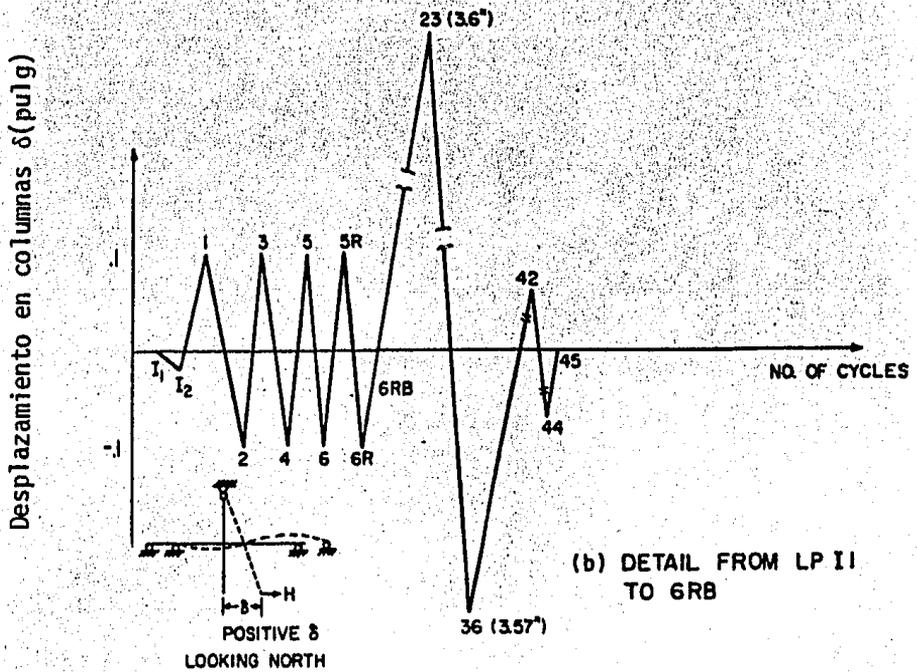
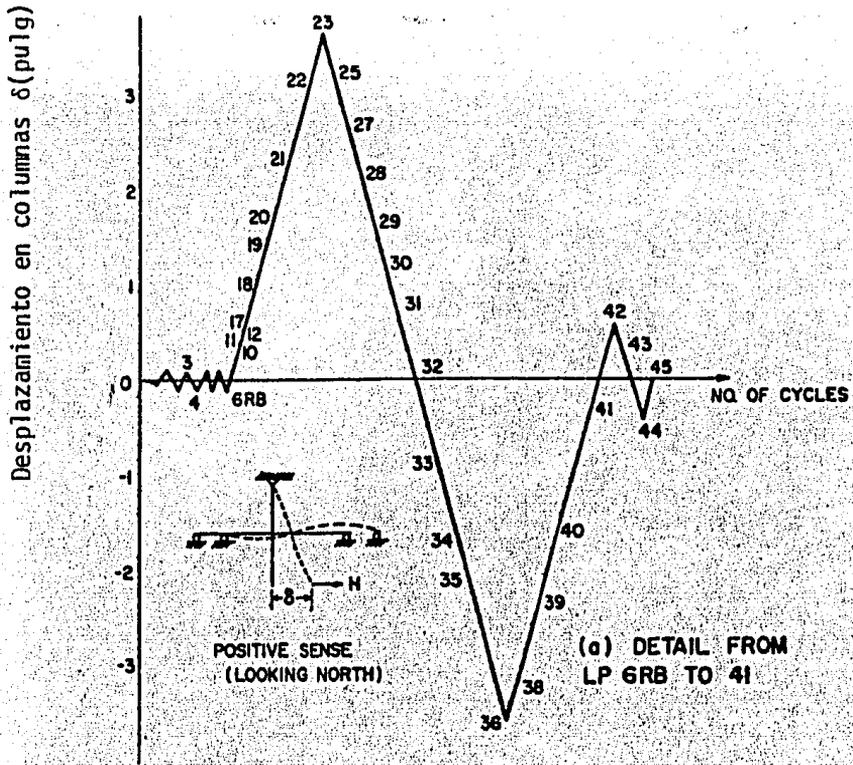


a. Historia de cargas para la conexión BC3



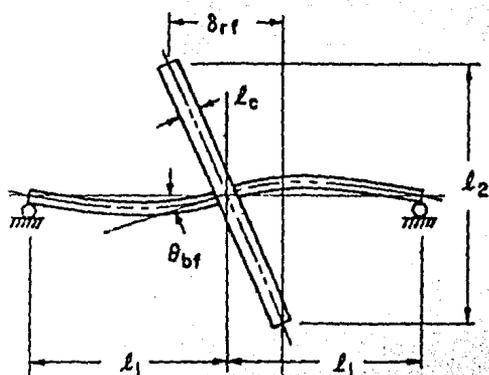
c. Historia de cargas para la conexión BC4E

Fig. 11.9.4 Programa de cargas para BC3, BC4 y BC4E

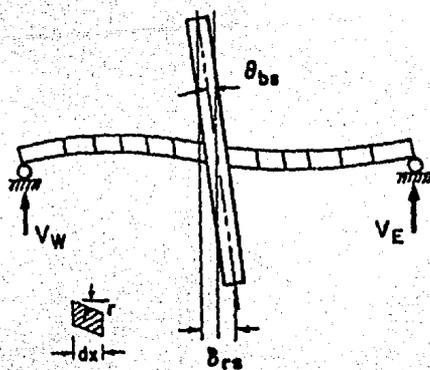


b. Historia de cargas para la conexión BC4

Fig. II.9.4 Programa de cargas para BC3, BC4 y BC4E



$$\delta_{rf} = \theta_{bf} l_2$$

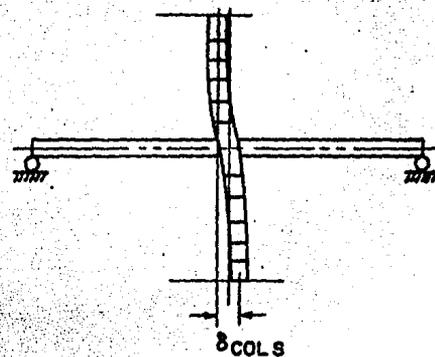
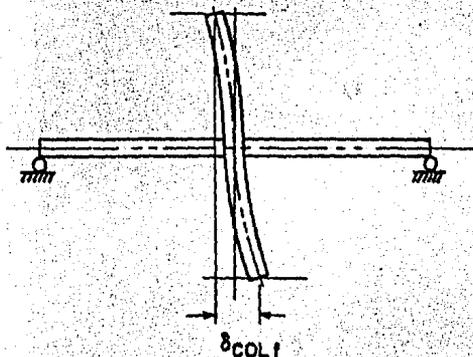


$$\theta_{bs} = \int_0^{l_b} \frac{\gamma dx}{l_1}$$

$$\delta_{rs} = \frac{l_2}{l_1} \int_0^{l_b} \gamma dx, \quad l_b = l_1 - \frac{l_c}{2}$$

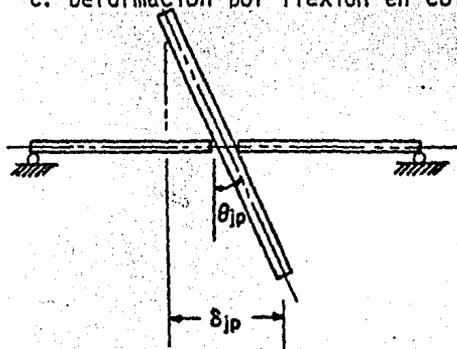
a. Deformación por flexión en vigas

b. Deformación por cortante en vigas

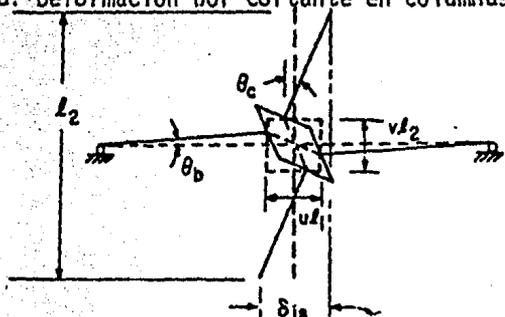


c. Deformación por flexión en columnas

d. Deformación por cortante en columnas



$$\delta_{jp} = \theta_{jp} l_2$$



$$\gamma = \theta_b + \theta_c$$

$$\delta_{js} = \gamma l_2 (1-\nu)$$

e. Deformación debido al efecto pull-out en la junta

f. Deformación por cortante en la junta

Fig. II.9.5 Componentes del desplazamiento horizontal,  $\delta$

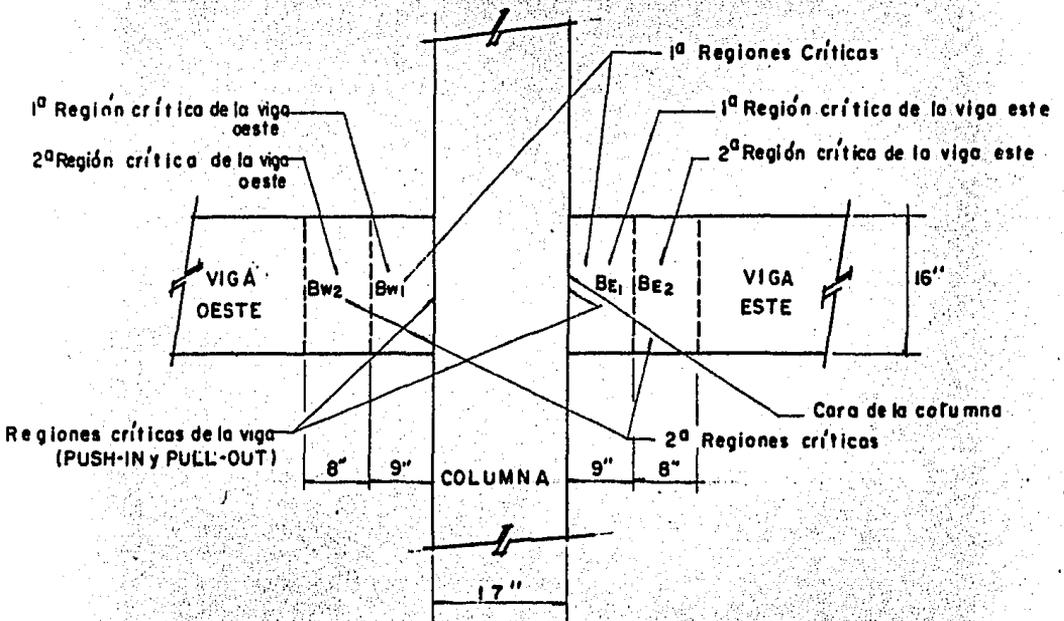


Fig. II. 9. 6



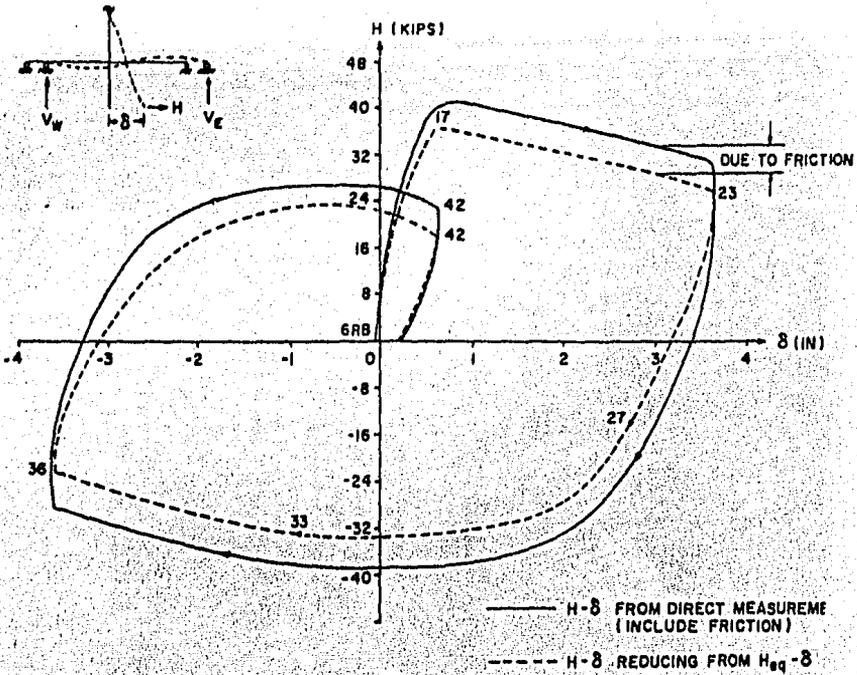


Fig. II.9.8c Comparación entre las curvas  $H-\delta$  y la curva reducida  $H_{EQ}-\delta$

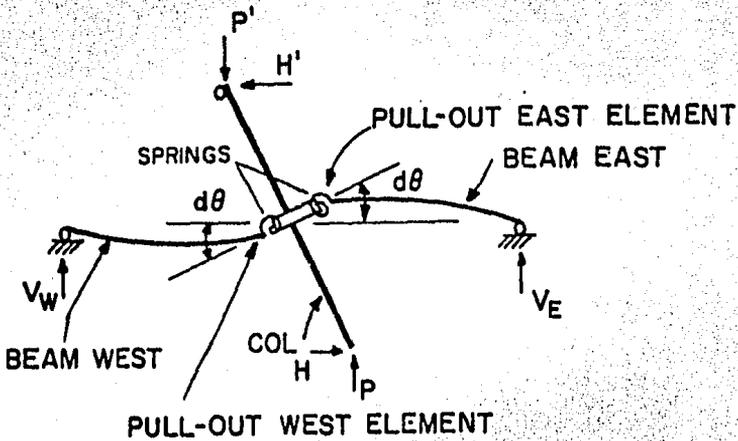


Fig. II.9.9 Modelo utilizado para el análisis de la conexión

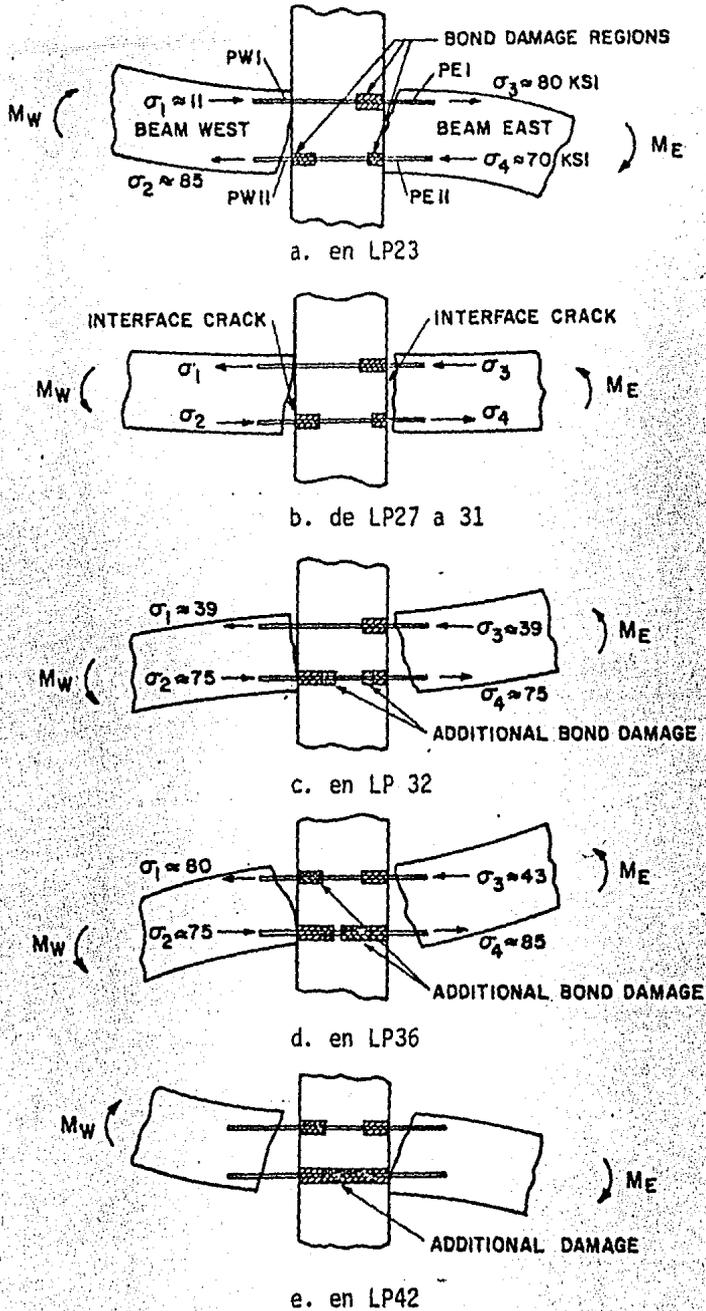


Fig. II.9.10 Ilustración hipotética del deterioro de la adherencia de las varillas dentro de la junta

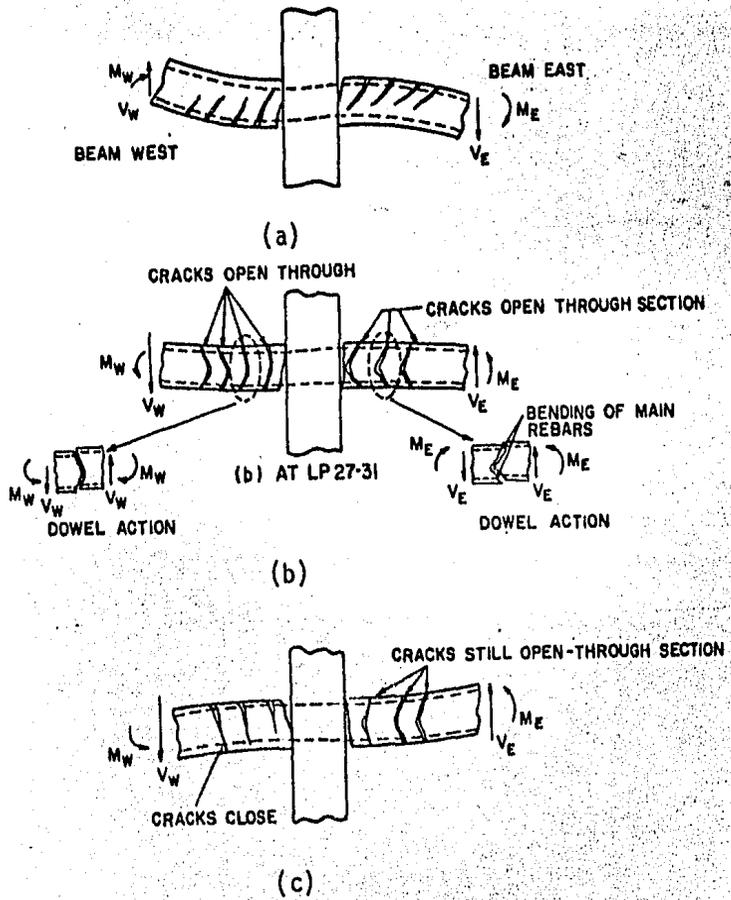


Fig. II.9.11 Deformación de las regiones críticas ante inversiones de carga.

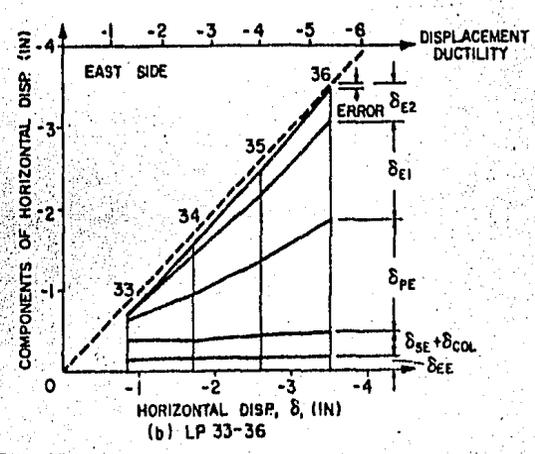
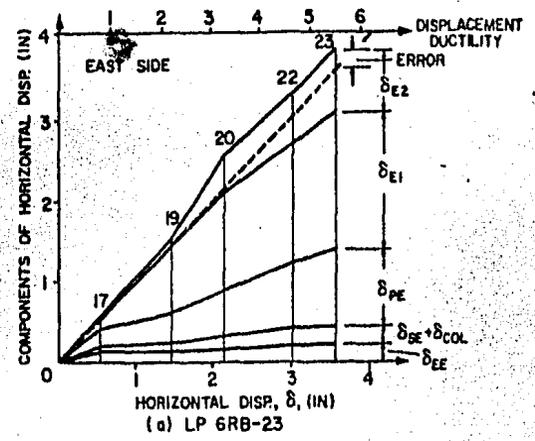


Fig. II.9.12 Contribución al desplazamiento horizontal  $\delta$ , para la viga Este.

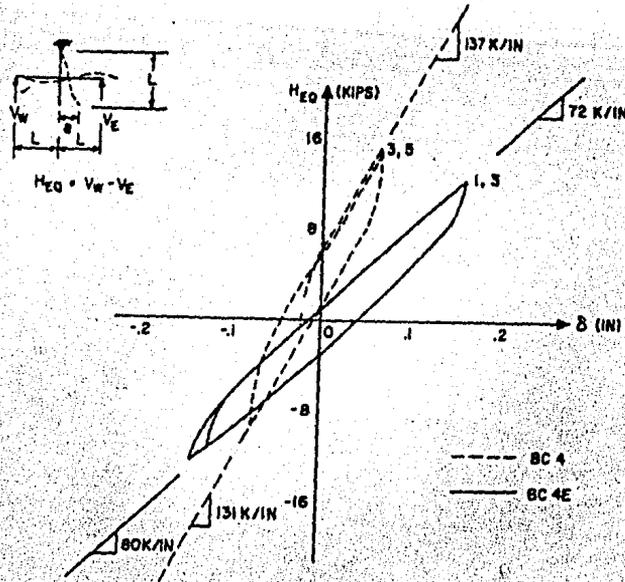


Fig. II.9.13 Curva  $H_{EQ}-\delta$  que muestra el comportamiento de la conexión antes y después de efectuada la reparación

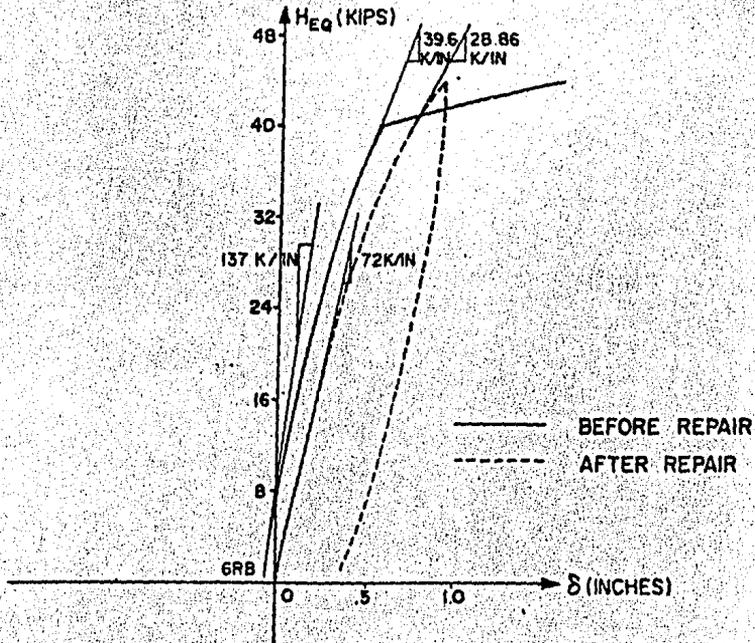


Fig. II.9.14 Comportamiento de BC4 y BC4E en la primera fluencia

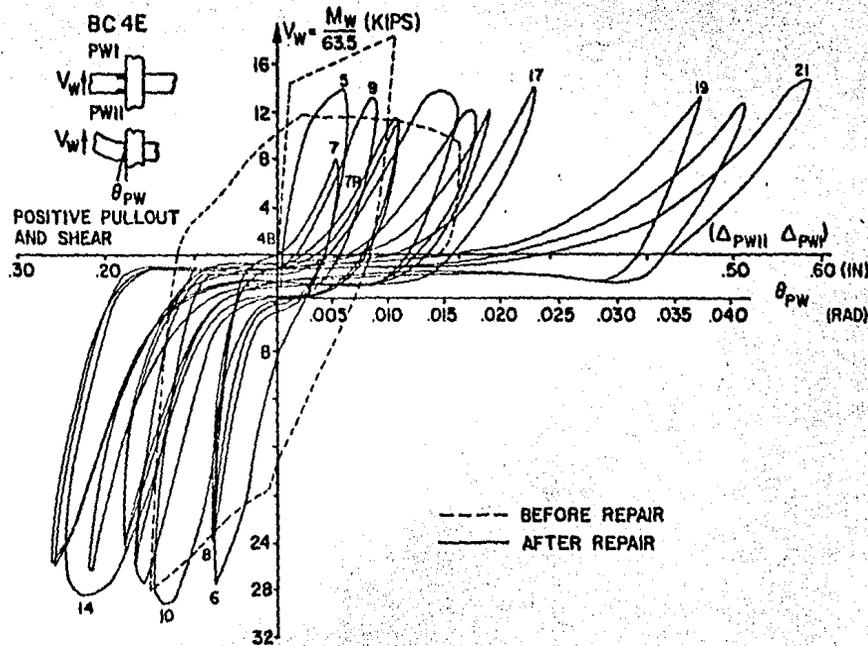
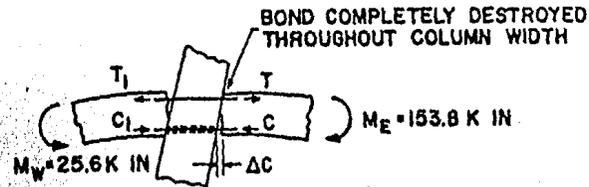
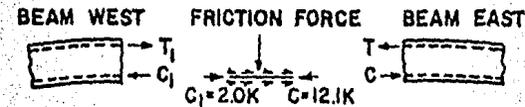


Fig. II.9.15 Rotaciones en la cara de la columna debido al efecto (push-in y pull-out), en las conexiones BC4 y BC4C

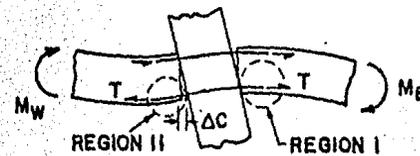


(a)

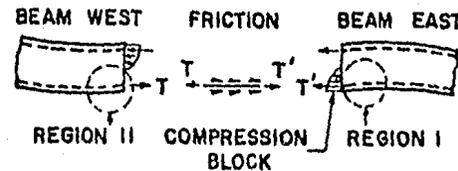


(b) FREE-BODY DIAGRAM FOR ABOVE

(b)



(c)



(d) FREE-BODY DIAGRAM FOR ABOVE

Fig. II.9.16 Comportamiento de BC4E durante la segunda fase

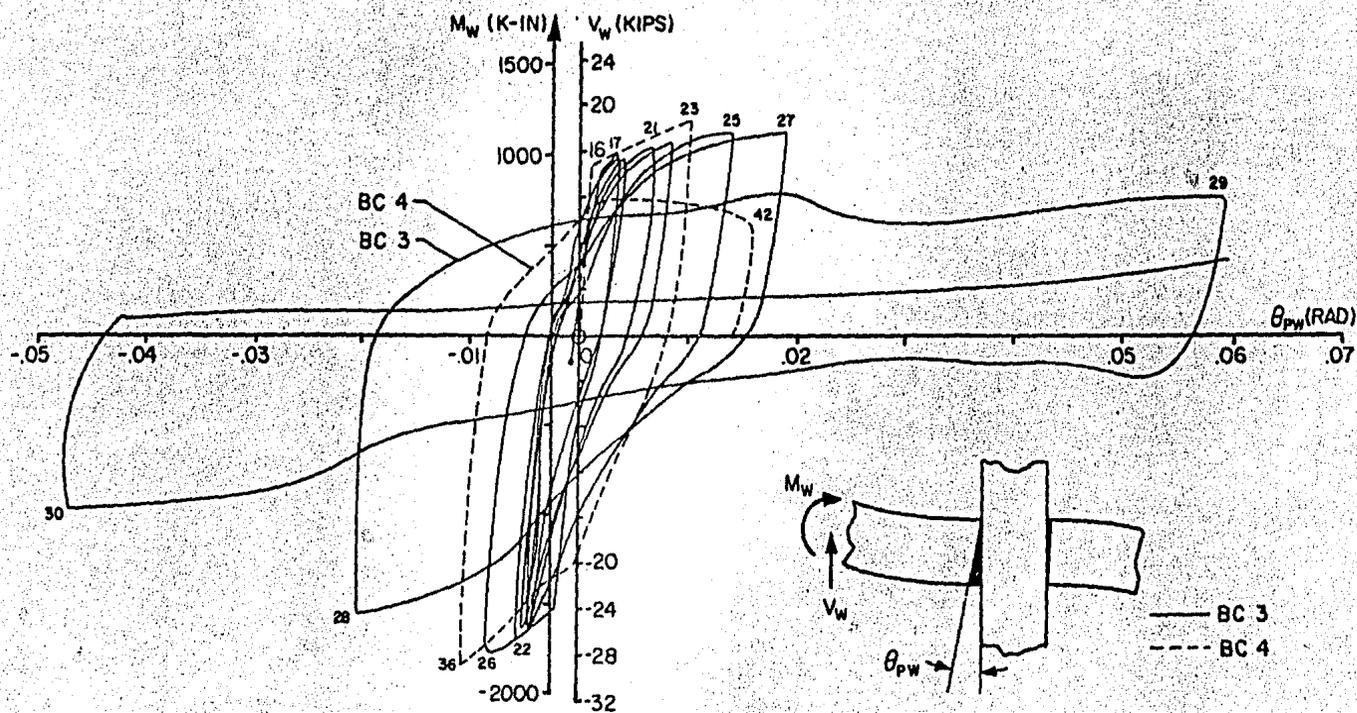


Fig. II.9.17 Diagrama M- $\theta$  para las conexiones BC3 y BC4

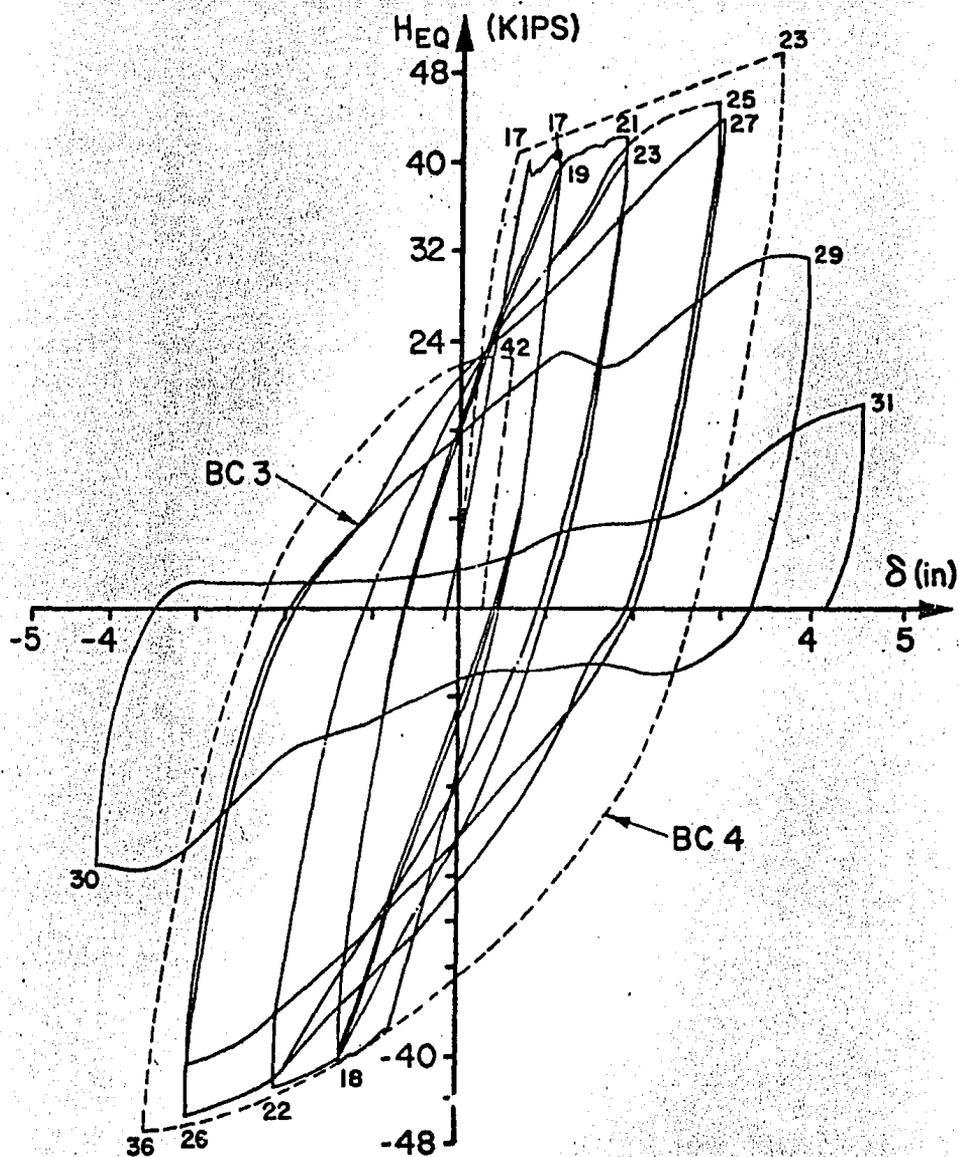


Fig. II.9.18 Curvas  $H_{EQ}$ - $\delta$  para las conexiones BC3 y BC4

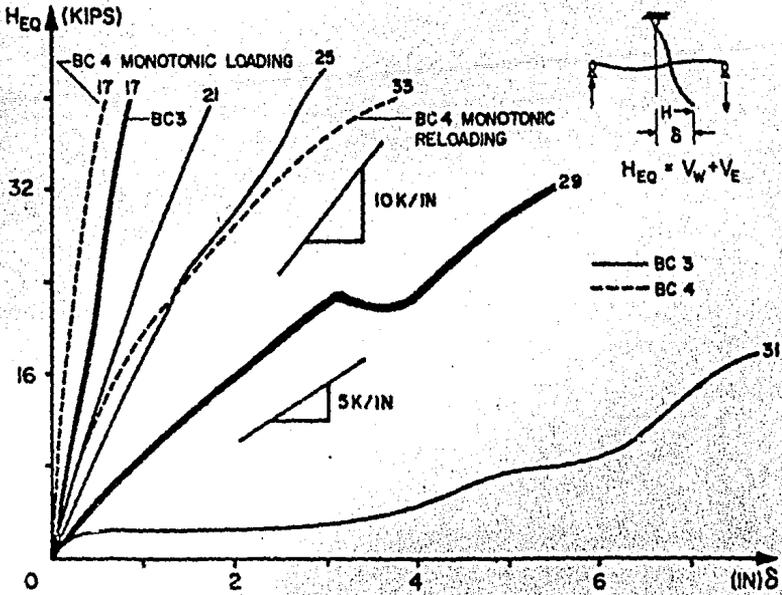


Fig. II.9.19 Pérdida total de rigidez en diferentes ciclos de carga.

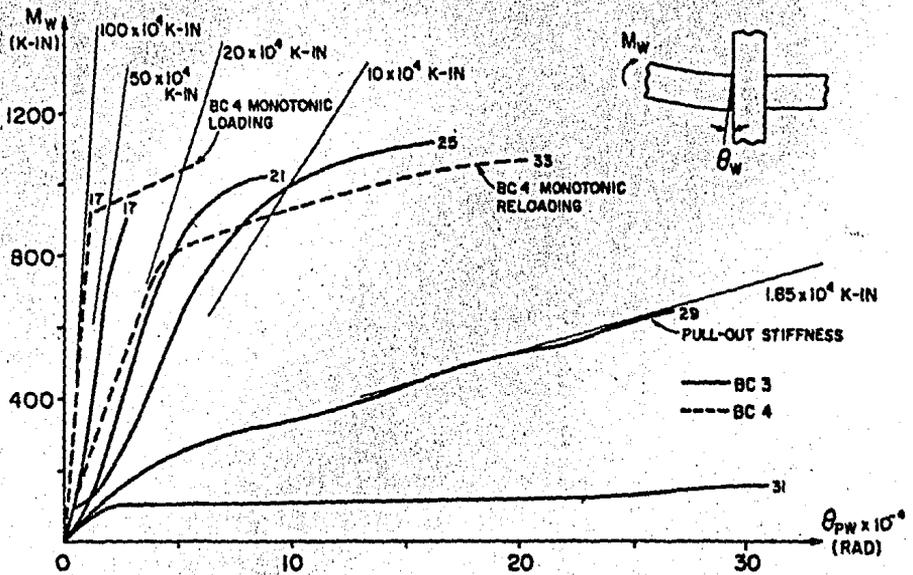


Fig. II.9.19b Pérdida de rigidez debido al efecto pull-out en diferentes ciclos de carga, lado Oeste.

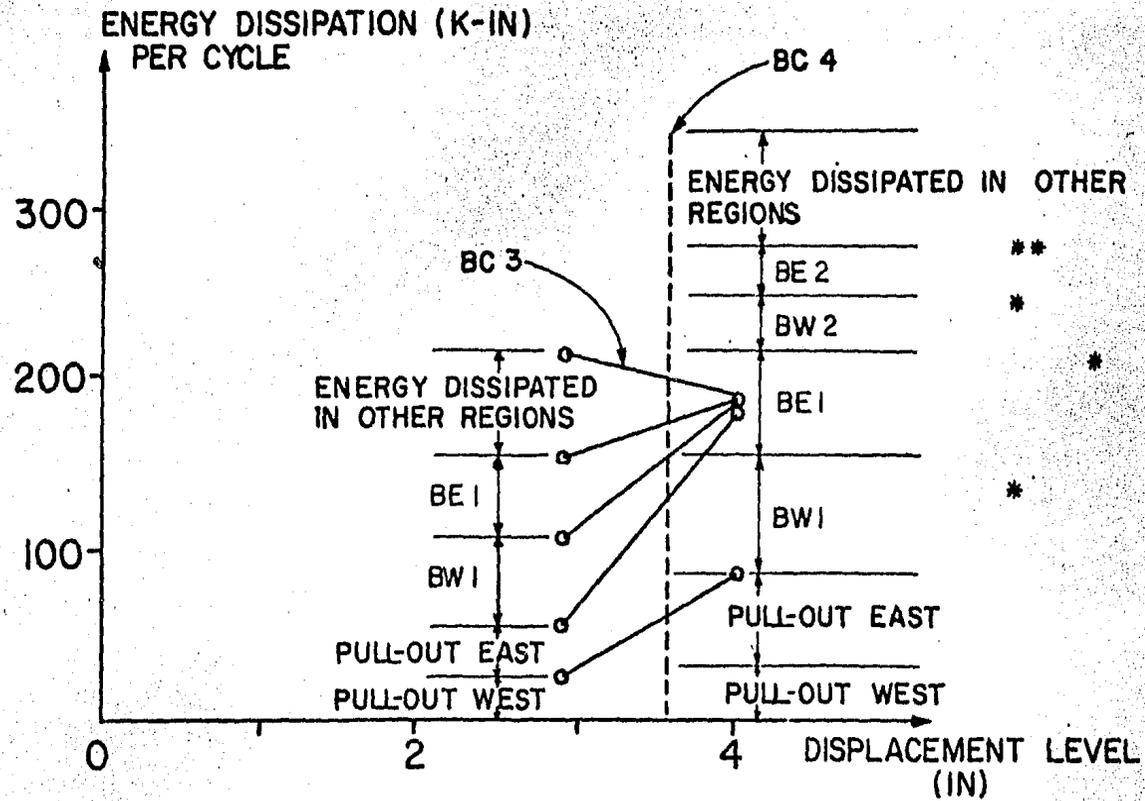
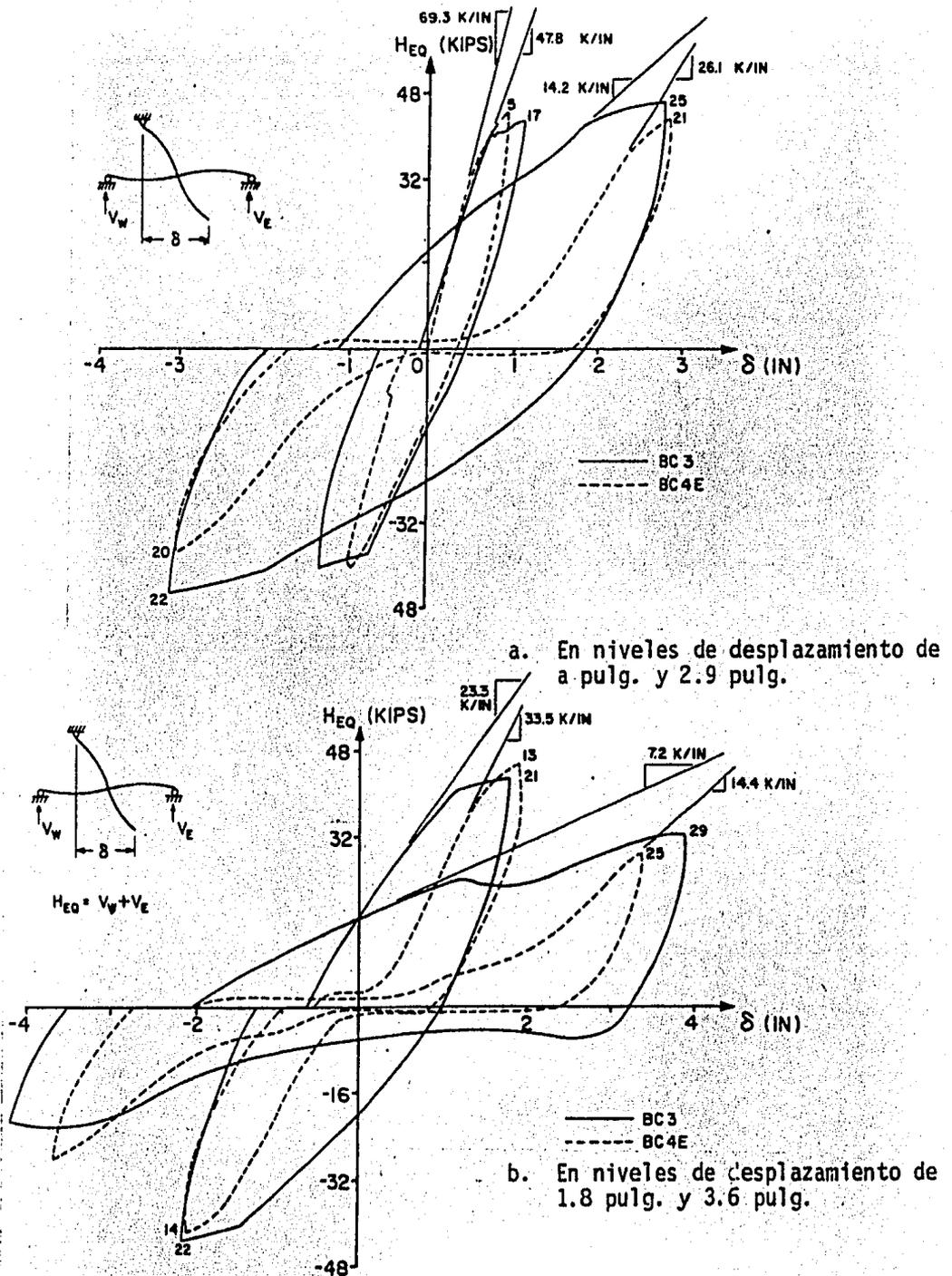
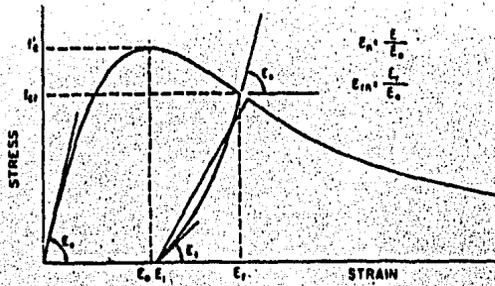


Fig. II.9.20 Componentes de energía de disipación por ciclo para las conexiones BC3 y BC4.





Curva esfuerzo deformación del concreto

**ENVELOPE CURVE**  $f_c = \frac{f_c'}{100} \left( \frac{\epsilon}{\epsilon_c} \right)^A \left( 1 - \frac{\epsilon}{\epsilon_c} \right)^B$  .....eq. (1)

**UNLOADING CURVE**  $f_c = f_{cr} \left( \frac{\epsilon - \epsilon_{cr}}{\epsilon_c - \epsilon_{cr}} \right)^N$  .....eq. (2)

**RELOADING CURVE**  $f_c = \frac{0.1 f_c'}{1 + \epsilon_{cr} / 75.5} \left( \frac{\epsilon - \epsilon_{cr}}{\epsilon_c - \epsilon_{cr}} \right)^N$  .....eq. (3)

**PARAMETERS**

$A = 0.076 f_c' - 1.71 - 1.85$

$B = -0.015 f_c' + 0.89 - 0.35$

$C = -0.022 f_c' + 2.65 - 1.75$

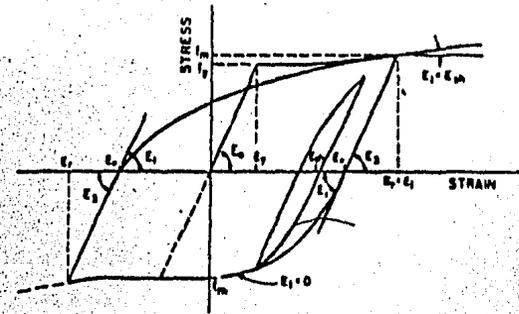
$D = \left( \frac{f_{cr}}{\epsilon_{cr}} - \frac{f_c'}{\epsilon_c} \right) / \epsilon_{cr}^N$

$E = \begin{cases} (1.11 - 0.3 \frac{\epsilon_{cr}}{\epsilon_c}) & \text{if } \epsilon_{cr} \leq 2\epsilon_c \\ 0.071 \frac{\epsilon_{cr}}{\epsilon_c} & \text{if } \epsilon_{cr} > 2\epsilon_c \end{cases}$

$F = \begin{cases} 0.335 \epsilon_c (1 + \frac{\epsilon_{cr}}{\epsilon_c})^{2.06} & \text{if } \epsilon_{cr} \leq 2\epsilon_c \\ \epsilon_c - 0.75 \epsilon_{cr} & \text{if } \epsilon_{cr} > 2\epsilon_c \end{cases}$

$N = \frac{(E - F) (\epsilon_{cr} - \epsilon_c)}{\epsilon_{cr} - \epsilon_c (1 + \frac{\epsilon_{cr}}{\epsilon_c})}$

Fig. II.10.1 Modelo para el concreto



Curva esfuerzo deformación del acero de refuerzo

**FIRST LOADING**

(a)  $f(\epsilon) = E\epsilon$

(b)  $f(\epsilon) = f_y$

(c)  $f(\epsilon) = f_y \left( \frac{\epsilon - \epsilon_{sh}}{\epsilon_u - \epsilon_{sh}} \right)^n$  .....eq. (4)

**UNLOADING CURVES**  $f(\epsilon) = f_u - E_s (\epsilon - \epsilon_u)$  .....eq. (5)

**RELOADING CURVES**  $f(\epsilon) = E_s (\epsilon - \epsilon_u) + \frac{E_s - E_s}{n(\epsilon_u - \epsilon_{sh})^{n-1}} (\epsilon - \epsilon_u)^n$  .....eq. (6)

**PARAMETERS**

$l_1 = l_0 (1 - 0.08) \frac{f_y - 50}{f_y}$

$l_2 = \begin{cases} \frac{f_u}{70} (2f - \frac{f_y}{f_y}) & \text{if } \epsilon_{sh} = \epsilon_u \\ 0.85 f_u (2f - \frac{f_y}{f_y}) & \text{if } \epsilon_{sh} < \epsilon_u \end{cases}$

$n = \frac{(l_2 - E_s) (\epsilon_u - \epsilon_{sh})}{f_y - E_s (\epsilon_u - \epsilon_{sh})}$

Fig. II.10.2 Modelo del acero de refuerzo

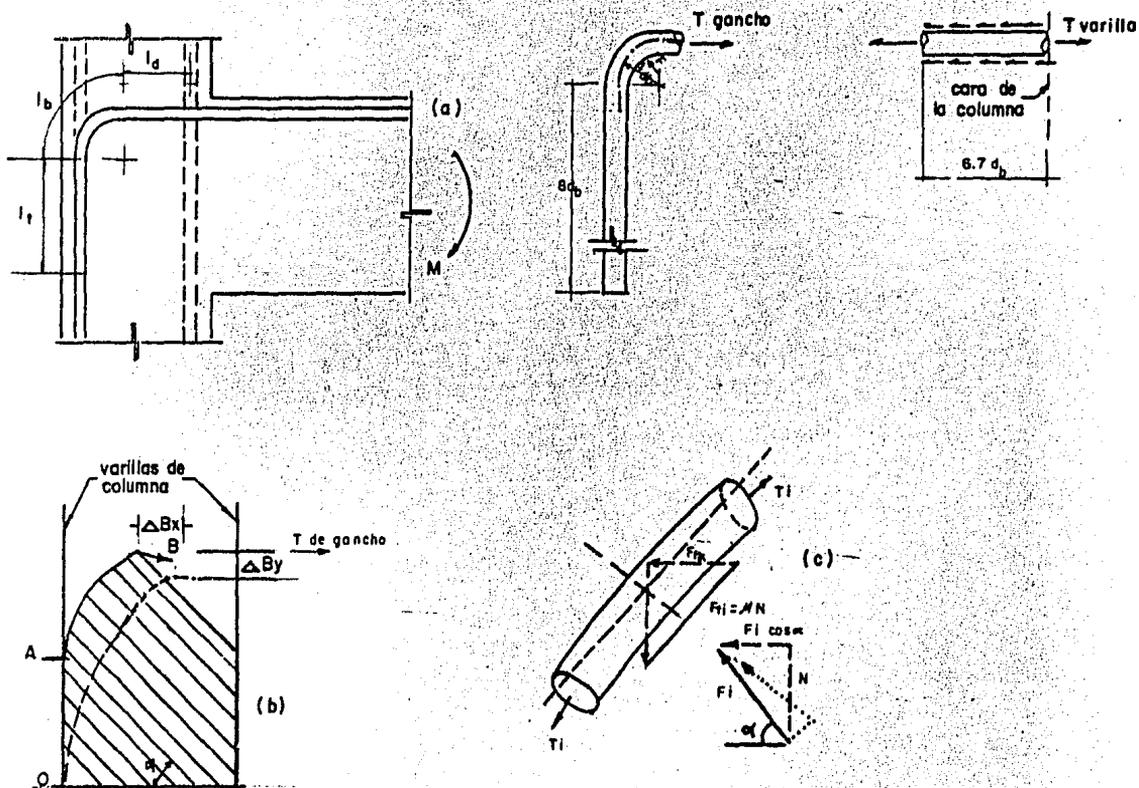
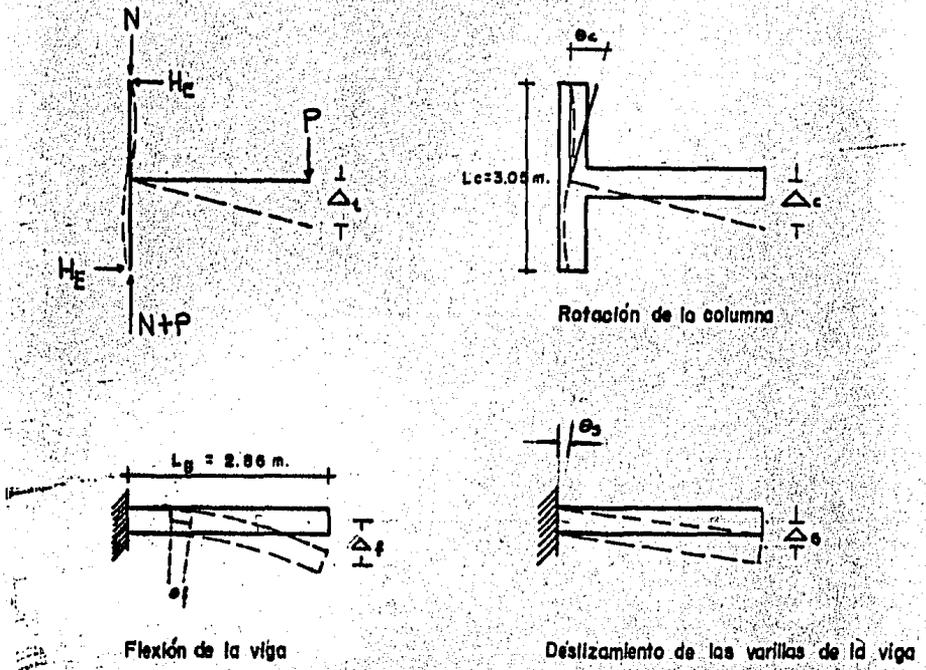


Fig.II.10.3. Desarrollo del modelo para juntas exteriores



Flexión de la viga

Deslizamiento de las varillas de la viga

Fig.II.10.4. Componentes de la deflexión de la viga.

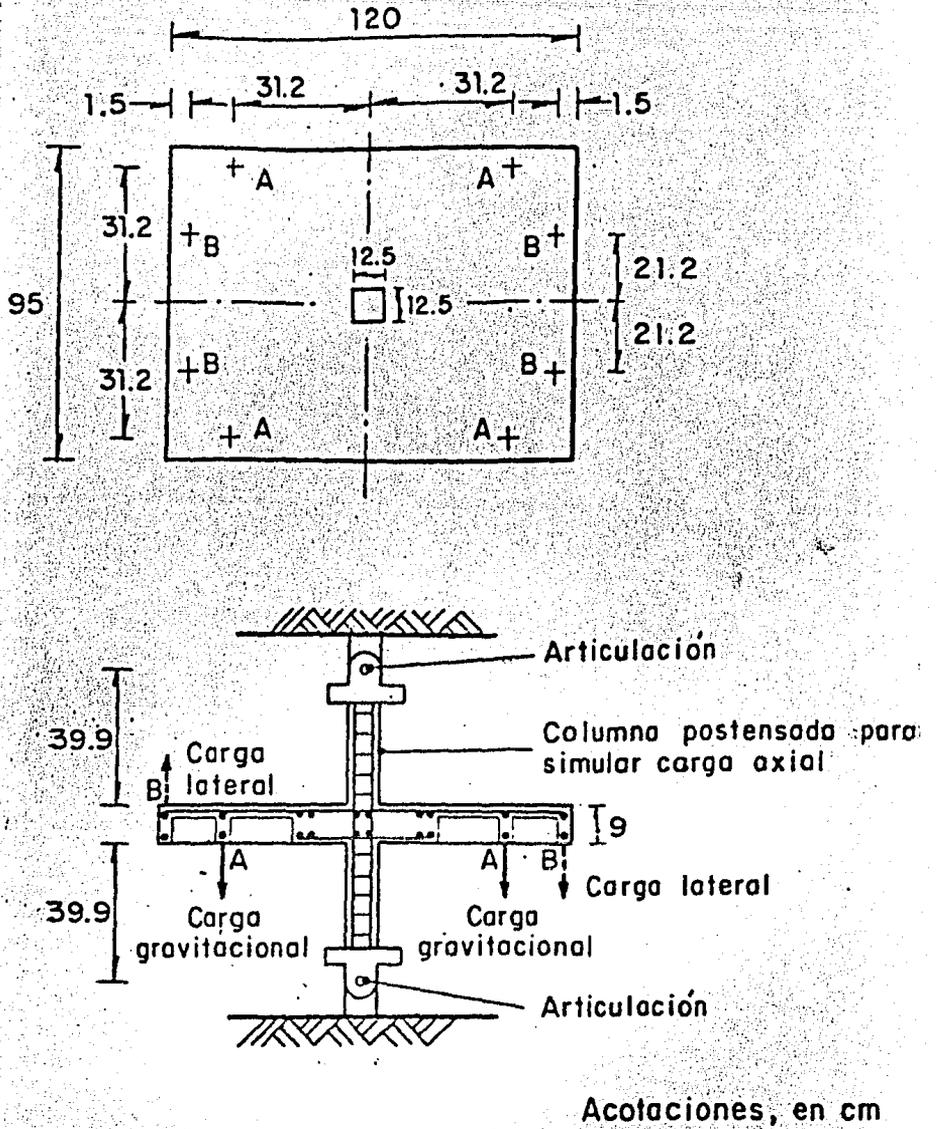


Fig. II.11.1 Modelo de prueba

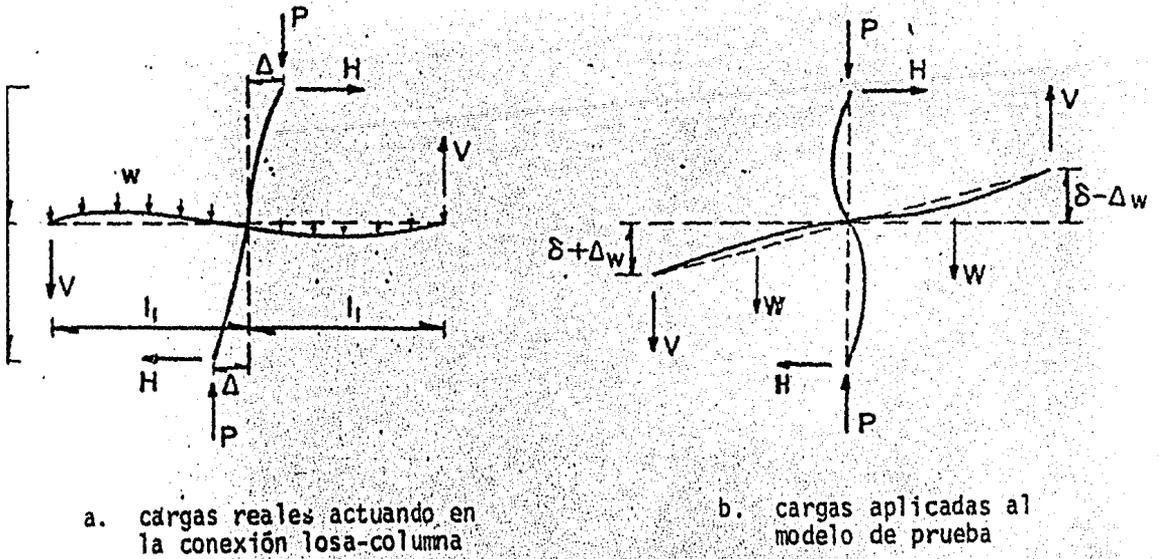


Fig. II.11.2 Selección del modelo de prueba

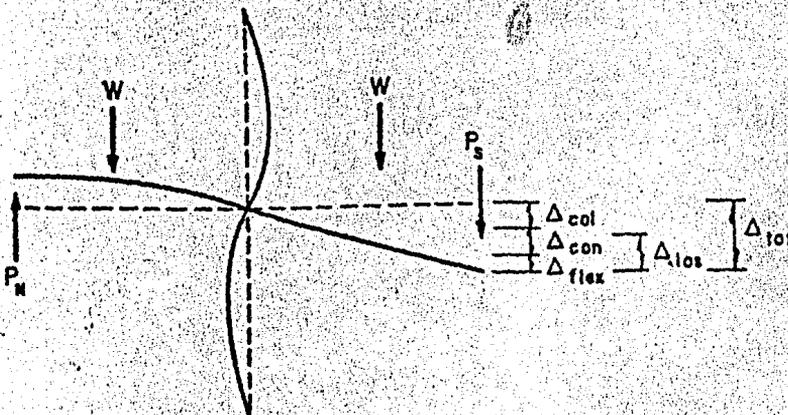
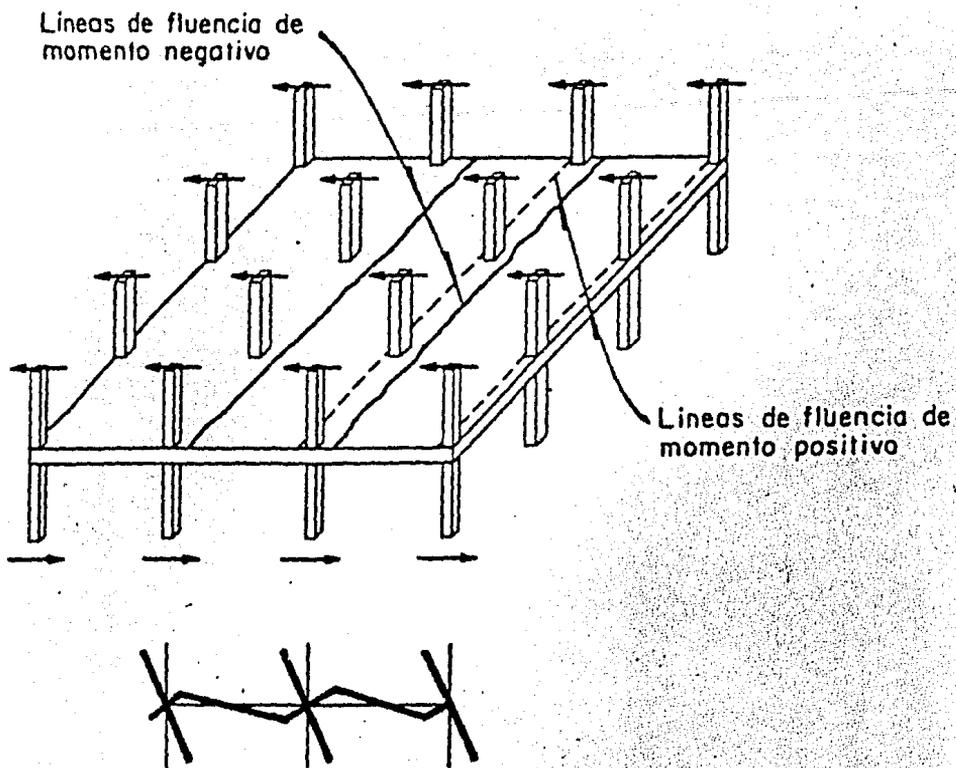
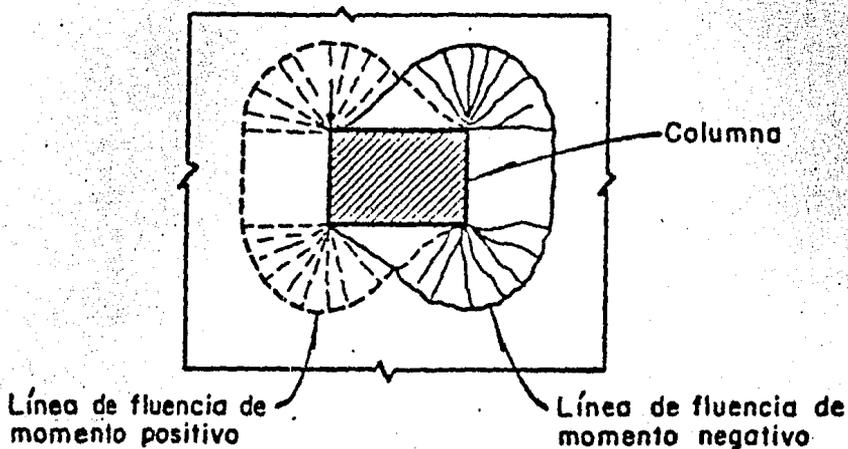


Fig. II.11.3 Desplazamientos en el modelo de prueba

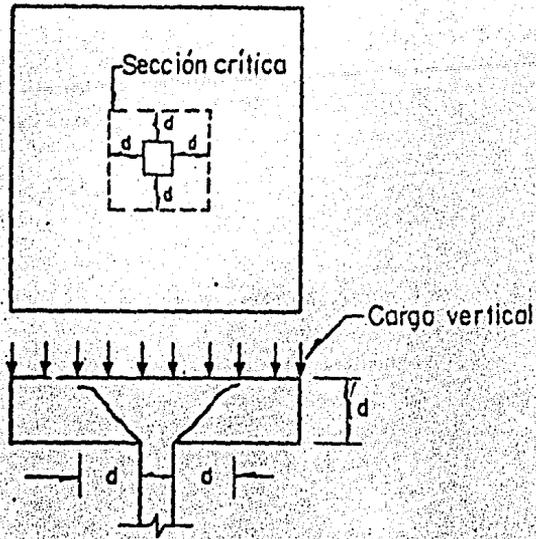


a. Mecanismo de falla general por flexión

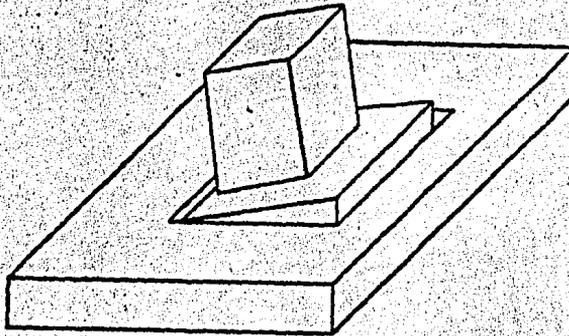


b. Modo de falla local por flexión

Fig. II.11.4 Mecanismos de falla por flexión en losas planas sujetas a cargas laterales.



a. Falla por cortante debido a carga vertical



b. Falla por cortante debido a momento de desbalanceo

Fig. II.11.5 Modos de falla por cortante en la conexión losa plana-columna

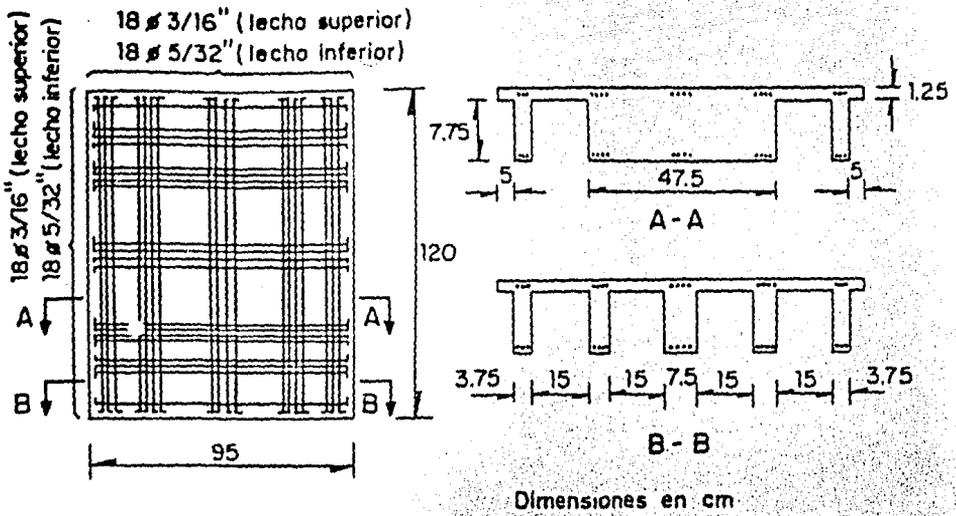


Fig. II.11.6 Detalle de refuerzo del espécimen de prueba EIA.

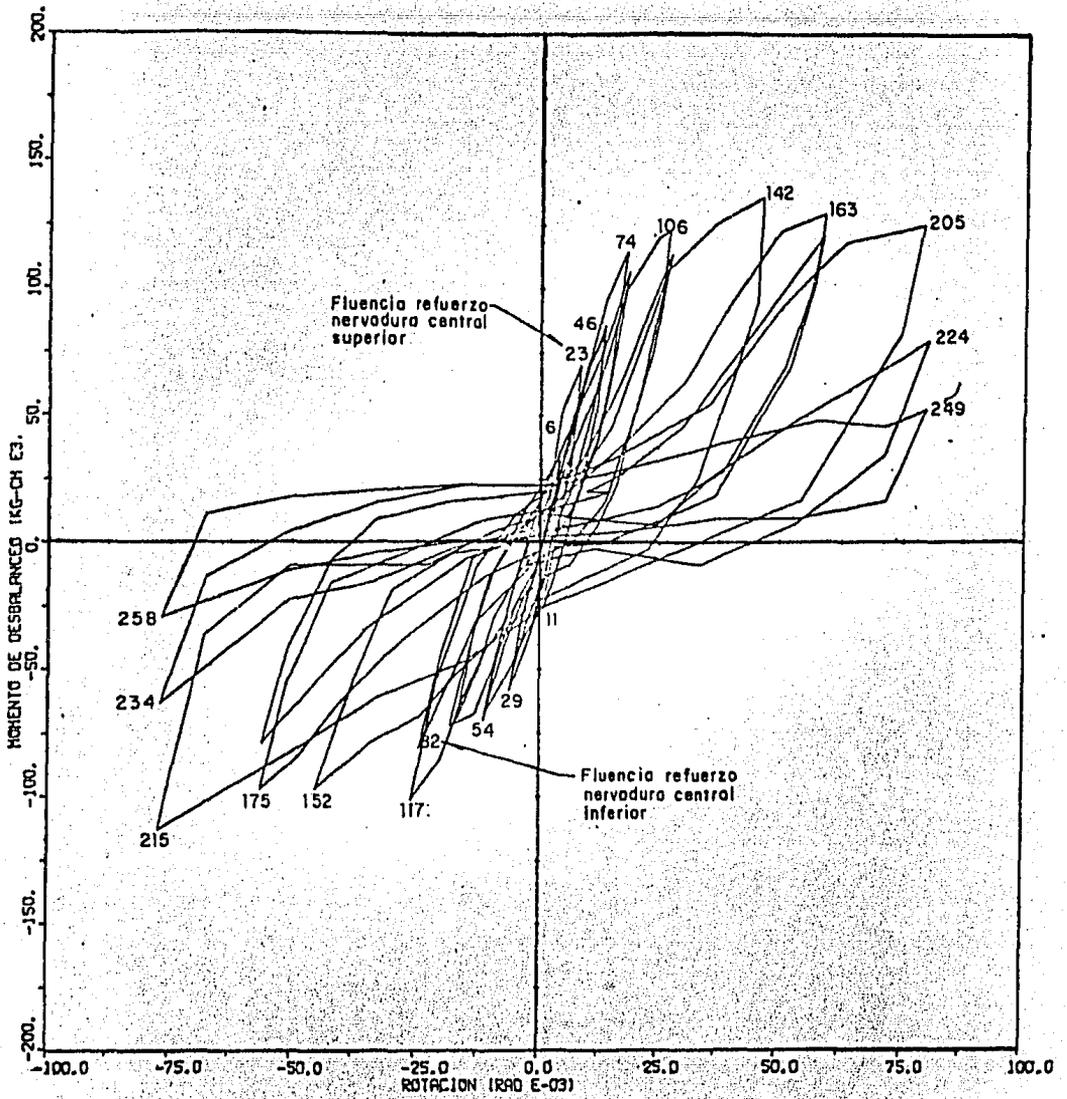


Fig. II.11.7 Curvas histeréticas M- $\theta$  de la conexión losa plana-columna EIA

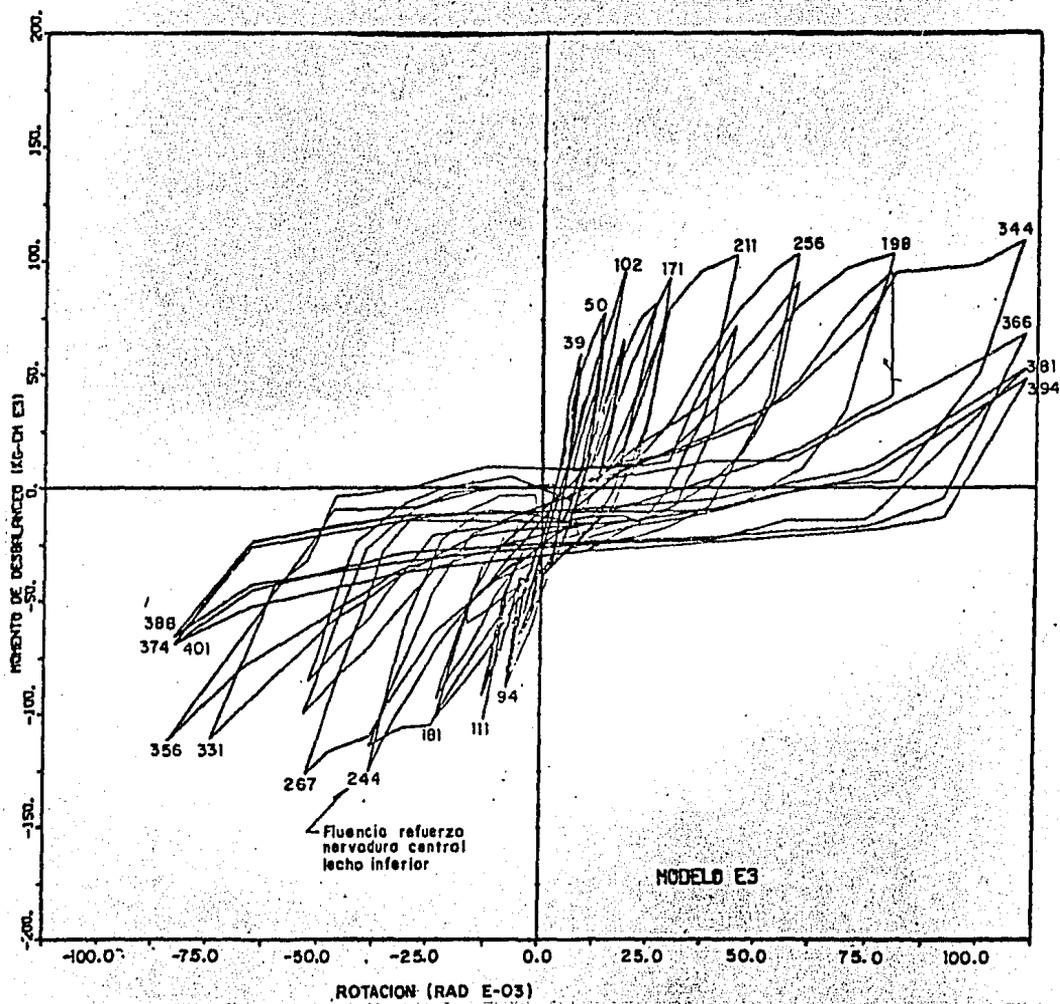


Fig. II.11.8 Curvas histeréticas  $M-\theta$  de la conexión losa plana-columna E3.