



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

FACULTAD DE INGENIERIA

283

77

**DISEÑO DE CONEXIONES EN ESTRUCTURAS
PREFABRICADAS DE CONCRETO**

T E S I S

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
*INGENIERO CIVIL***

P R E S E N T A:

Francisco Javier García Ramos

México, D. F.

1984



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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

PAG.

* <u>INTRODUCCION</u> *	1
CAPITULO I <u>CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO DE CONEXIONES.</u>	3
1.1 <i>Fabricación</i>	5
1.2 <i>Montaje</i>	9
1.3 <i>Tolerancias</i>	10
1.4 <i>Acciones</i>	12
1.5 <i>Factores de carga</i>	15
1.6 <i>Factores de reducción de capacidad.</i>	17
CAPITULO II <u>CORTANTE POR FRICCIÓN.</u>	18
2.1 <i>Generalidades</i>	18
2.2 <i>Transferencia de cortante a través de entrecaras no agrietadas de concreto.</i>	20
2.3 <i>Transferencia de cortante a través de entrecaras preagrietadas de concreto.</i>	22
CAPITULO III <u>APLASTAMIENTO.</u>	25
3.1 <i>Aplastamiento en concreto sin confinar</i>	25
3.2 <i>Aplastamiento en concreto confinado</i>	27
3.3. <i>Apoyos elasto-plásticos.</i>	29
CAPITULO IV <u>CONEXION DE TRABE-COLUMNA EN MARCOS DE EDIFICIOS PREFABRICADOS DE CONCRETO SUJETOS A SISMO.</u>	32
4.1 <i>Generalidades</i>	
4.2 <i>Comportamiento de la conexión trabe a columna en elementos de concreto colados en sitio.</i>	34
4.3 <i>Conexión en Marcos de Concreto, para elementos prefabricados, Trabe-Columna.</i>	60
CAPITULO V <u>CONEXION DE COLUMNA A ZAPATA DE CIMENTACION.</u>	79

INTRODUCCION

La escasez de información sobre conexiones de estructuras prefabricadas de concreto y el incremento que ha tenido la prefabricación, fue el motivo por el cual se desarrolló este estudio. Los principales factores que se enfrentan al fabricar, diseñar y construir las conexiones para elementos de concreto prefabricado son los siguientes:

- ° Problemas relativos de la producción de elementos prefabricados.
- ° Condiciones de carga temporales como consecuencia del montaje.
- ° Tolerancia entre la conexión y los miembros que concurren a la misma.
- ° Cambios volumétricos de los miembros prefabricados debidos a flujo plástico del concreto, contracción, cambios de temperatura y el efecto del presfuerzo.
- ° Grado de continuidad requerido en las conexiones.
- ° Dificultad constructiva de la conexión.
- ° Comportamiento de la conexión en condiciones de servicio y bajo condiciones severas, como es el caso de un sismo.

Todos estos aspectos deben ser considerados al diseñar y construir las conexiones de los elementos prefabricados de concreto.

Cuando se conectan elementos de concreto prefabricados, es posible inducir fallas del tipo deslizante a lo largo de un plano bien definido, este tipo de fallas son generalmente frágiles, es por esta razón que debe hacerse un diseño cuidadoso basado en el concepto de cortante por fricción.

Un concepto que está íntimamente ligado con el cortante por fricción, son los esfuerzos de aplastamiento en el concreto, que se provocan al conectar los elementos prefabricados de concreto.

En algunas ocasiones se proporcionan apoyos elasto-plásticos que aminoran los efectos y la magnitud de los esfuerzos de aplastamiento.

El cortante por fricción y el aplastamiento del concreto, son variables que intervienen inevitablemente en el diseño de conexiones para elementos prefabricados, debido a esto se estudian con detenimiento estos dos conceptos en los capítulos II y III.

Un problema que inquieta al diseñador es lograr que las estructuras - prefabricadas se comporten adecuadamente bajo el efecto de un sismo. No tiene sentido emplear elementos fuertes, rígidos y dúctiles si no se conectan en forma apropiada.

La conexión trabe a columna, en estructuras prefabricadas de concreto, se estudia en este trabajo, cuando está sujeta a solicitaciones sísmicas. Se analizan las condiciones que deben cumplir esta conexión, para que los elementos que concurren a la misma desarrollen el total de su capacidad para la que fueron diseñados, antes de que ocurra la falla de la conexión.

Otra conexión que se estudia en este trabajo consiste de una columna prefabricada a una zapata de cimentación.

Esta conexión es ampliamente usada en estructuras prefabricadas, sin embargo, su comportamiento no ha sido estudiado con la profundidad - que se requiere para establecer algún método de diseño general. En el capítulo final de este trabajo se plantean los mecanismos que se desarrollan en esta conexión en condiciones de servicio.

CAPITULO 1

CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO DE CONEXIONES

El propósito fundamental del diseñador de estructuras es lograr una estructura económica y segura, que cumpla con ciertos requisitos - funcionales y estéticos. Para alcanzar esta meta, el diseñador debe tener un conocimiento completo del comportamiento estructural, análisis estructural y de la relación entre la distribución y la función de una estructura; debe tener también, una apreciación clara - de los valores estéticos, con objeto de trabajar en colaboración - con los arquitectos y contribuir así al desarrollo de las cualidades funcionales y ambientales deseadas en una estructura.

El diseño estructural se basa en la habilidad creativa, imaginación y experiencia del diseñador. Como consecuencia se desarrollan nuevos tipos de estructuras y nuevas técnicas de construcción que requieren soluciones más científicas y rigurosas.

La teoría de las estructuras y la evidencia experimental son herramientas valiosas para el diseño estructural, sin embargo no establecen un procedimiento de diseño completamente científico ya que en primer término, para hacer posible un análisis teórico, es necesario idealizar considerablemente el comportamiento estructural por medio de suposiciones ingenieriles bien fundamentadas, de modo que las - fuerzas internas y los desplazamientos calculados representen solamente aproximaciones de los que realmente se presentan en las estructuras.

Por otro lado la resistencia real de las estructuras a las cargas solamente puede cuantificarse en forma aproximada. Además las estructuras están sujetas frecuentemente a fuerzas y condiciones de servicio que no pueden ser previstas con precisión.

Las estructuras pueden dividirse en dos grupos principales: estructuras de cascarón, hechas principalmente de placas o láminas tales como tanques de almacenamiento, silos, cascos de buques, carros de ferrocarril, cubiertas de cascarón para edificios grandes.

El otro grupo son las estructuras reticulares, las cuales se caracterizan por estar constituidas de conjuntos de miembros alargados, tales como armaduras, marcos rígidos, trabes, estructuras reticulares tridimensionalmente, etc.

Una estructura reticular convencional está compuesta de miembros unidos entre sí por medio de conexiones. La mayoría de los miembros transmiten una combinación de flexión, cortante, torsión, tensión, compresión axial.

Es claro que el objetivo primordial de las conexiones es proporcionar apoyo y continuidad a los elementos estructurales que concurren a ella. En los capítulos siguientes se dará énfasis al diseño de conexiones de estructuras de concreto prefabricadas, sin embargo cabe señalar, que todavía se requiere profundizar mucho en la comprensión que se tiene del comportamiento de las conexiones y la fabricación de las mismas.

En el diseño de las conexiones de concreto prefabricado es necesario - considerar varios factores que determinarán el funcionamiento correcto de las mismas, estos factores son en términos generales:

- Fabricación de los elementos estructurales
- Montaje
- Tolerancias
- Sistemas de Fuerzas
- Factores de Carga
- Factores de Reducción
- Comportamiento de la estructura en condiciones de servicio
- Criterios de diseño de las conexiones

I.I.- FABRICACION

Es cierto que para una misma conexión pueden existir varias soluciones, sin embargo se debe seleccionar aquella que cumpla con los requerimientos estructurales y constructivos a que va a someterse y en términos generales se seleccionará la más práctica y económica.

La estandarización de las conexiones es recomendable ya que contribuye a un mejor control de calidad en su fabricación. Si en un proyecto la mayoría de las conexiones soportan una carga de 50,000 Kg, mientras - que unas cuantas están expuestas a 30,000 Kg deberá diseñarse todas - las conexiones para la carga de 50,000 Kg.

En la fabricación de la conexión se deben usar materiales de alta calidad pero fácilmente obtenibles en el mercado. Es frecuente que en diseño de las conexiones se use acero de refuerzo común, en ocasiones la cantidad del acero requerido puede crear dificultades de fabricación, por lo que a continuación se mencionan algunas recomendaciones prácticas:

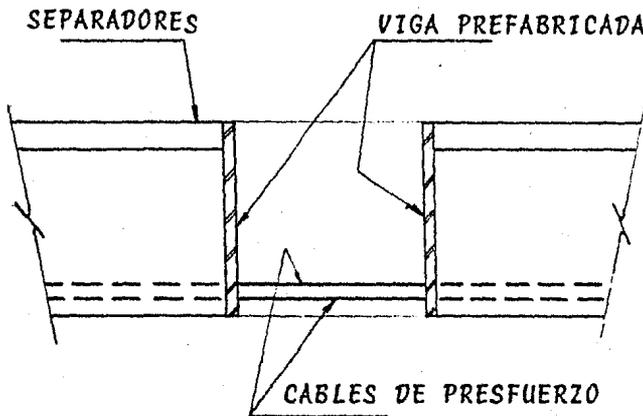
- El congestionamiento de varillas crea dificultades en la colocación y el vibrado del concreto, por lo que es necesario cuidar la posición relativa entre ellas.
- La soldadura de varillas en las conexiones debe cumplir con una serie de requisitos que garanticen el funcionamiento de la conexión.

El uso de perfiles de acero empotrados en las conexiones de concreto requiere un correcto diseño de los mismos y una colocación apropiada de la conexión. Los perfiles deben estar firmemente sujetos y no distorsionados con respecto a su posición prevista.

Es frecuente que se presenten cavidades en los extremos de miembros prefabricados por la colocación de placas y ángulos, debido a que el concreto se trabaja abajo de ellos atrapando bolsas de aire.

Para evitar la formación de las cavidades se agujeran los perfiles con el objeto de que el aire no quede atrapado.

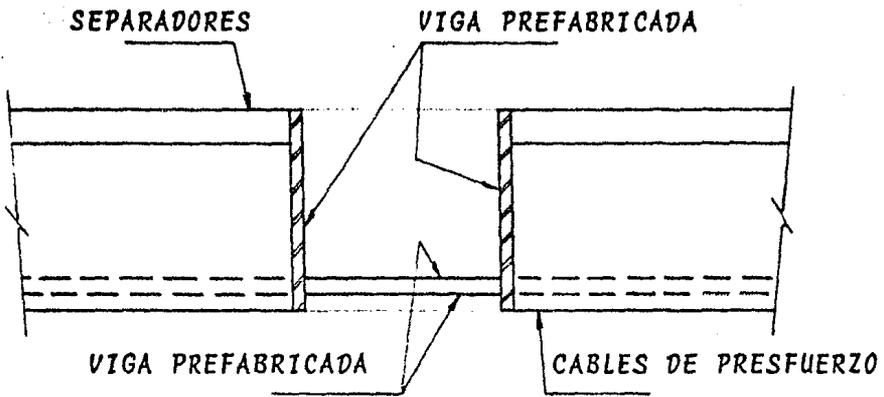
La mayoría de los miembros de concreto presforzado, prefabricado, se hacen en camas largas, separándose las unidades individualmente por medio de separadores. La desviación de la vertical del separador o la deformación fuera de escuadra, pueden tener una influencia importante sobre la conformación de la conexión. Un caso típico, es un apoyo de extremos simples de una sola "T" sobre una trabe cornisa. Si el extremo de la "T" se desvía de la vertical, esto puede dar por resultado una reducción de la longitud del apoyo.



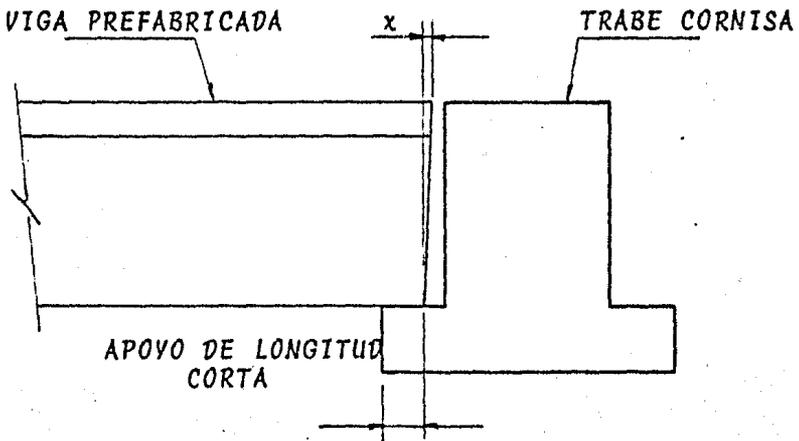
VISTA LATERAL TAL COMO SE PROPONE

FIG.1.1

...



VISTA LATERAL TAL COMO SE FABRICA (a)



INSTALADA (b)

FIGURA 1.2

Los desbastadores deberán detallarse para que se tenga acceso directo a ellos durante la fabricación. En caso de que haya dificultades para colocar el desbastador o para asegurarlo al molde, se incrementa la posibilidad de que pueda variar las dimensiones relativas de cada elemento en cada vaciado del concreto. Los desbastadores deben detallarse para impedir la entrada del aire conforme se vacía el concreto en la unidad. Las dimensiones y la posición de los desbastadores deberán ser compatibles con la disposición de los cables de presfuerzo, como se muestra en la figura.

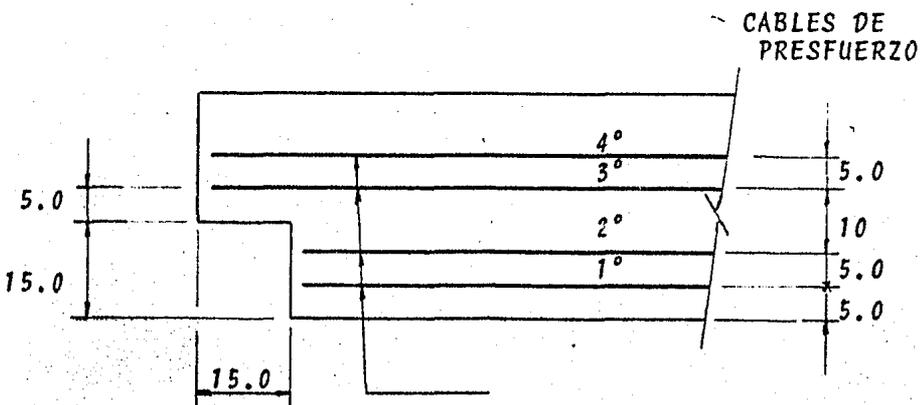
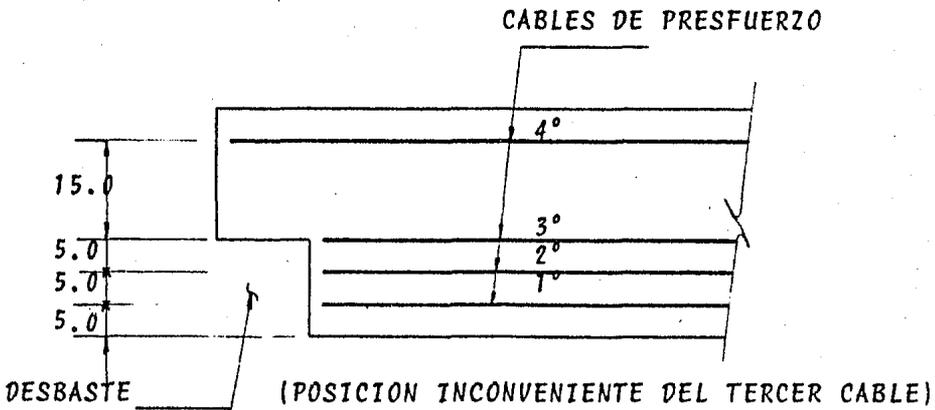


FIGURA 1.3

1.2. MONTAJE

En la etapa del montaje de una estructura prefabricada suelen presentarse condiciones de carga temporales que controlen el diseño de la conexión. Estas condiciones de carga temporales inducen esfuerzos mayores en la conexión (en algunas ocasiones) de los que son provocados por las cargas de servicio.

Si un proyecto determinado requiere procedimientos especiales de montaje deberán indicarse en forma cuidadosa, la secuencia y los procedimientos de montaje.

Normalmente el proyectista no puede prever el método de montaje durante la fase de diseño, por lo que el diseñador debe pedir al montador que indique la secuencia y procedimientos en los dibujos de taller.

El constructor no debe usar indiscriminadamente soldadura en las conexiones temporales y definitivas, ya que puede producir resultados indeseables cuando los efectos de las conexiones soldadas no se consideran plenamente.

Por ejemplo, las fuerzas adicionales debido a restricciones contra cambios volumétricos pueden requerir un incremento de la resistencia en todas las conexiones.

A menos que el ingeniero proyectista haya considerado plenamente los efectos de la soldadura de campo en la restricción de rotaciones y movimientos de las unidades, ésta deberá evitarse o eliminar las soldaduras temporales después del montaje.

1.3. TOLERANCIAS

Es importante entender que las tolerancias en las conexiones no equivalen a espacios libres. Las tolerancias que se requieren para las conexiones de concreto prefabricado son función del tamaño y del tipo del miembro estructural por conectar.

Existen manuales que recomiendan las tolerancias para miembros estructurales y para miembros arquitectónicos de concreto prefabricado.

El "Manual for Quality Control for Plants & Productions of Precast, Prestressed Concrete Products" MNL 116-70 proporciona las tolerancias recomendadas para los miembros estructurales prefabricados.

El "Manual for Quality Control for Plants & Productions of Architectural Precast Concrete Products MNL 117-68T proporciona las tolerancias recomendadas para los miembros arquitectónicos de concreto prefabricado.

A continuación se presentan algunas tolerancias recomendadas para conexiones.

ELEMENTOS

TOLERANCIAS EN mm

- Pernos de anclaje colocados con tránsito o plantilla	+ - 6
- Elevación de zapatas y pilas colocadas en la obra	+ - 16

CONCRETO ESTRUCTURAL PREFABRICADO

- Posición de las placas	+ 25
- Ubicación de los insertos	+ 13
- Ubicación de las placas de apoyo	+ 13
- Ubicación de los recortes	+ 13
- Longitud	+ 20
- Peralte total	+ 6
- Ancho del alma	+ 3
- Ancho total	+ 6
- Desviación horizontal respecto a la escuadra en los extremos	+ 10 por metro de altura
- Desviación del apoyo respecto al plano	+ 3
- Posición de ductos postensados en miembros prefabricados	+ 6

CONCRETO ARQUITECTONICO PREFABRICADO

- Longitud o ancho	+ 5 por 10m pero no menos de + 10
- Espesor	+ 6
- Ubicación de los desbastes	+ 13
- Ubicación de las anclas e insertos	+ 10
- Alabeo o descuadrado	+ 16 en 10 m

1.4 SISTEMAS DE FUERZAS

El sistema de fuerzas en una conexión es el conjunto de cargas transmitidas a ella. La conexión en ocasiones puede llegar a soportar condiciones adicionales de carga como resultado de restricciones contra cambios volumétricos o rotaciones, o sobrecargas previas durante el montaje.

Todas las conexiones de concreto prefabricado deben diseñarse para resistir satisfactoriamente las cargas de:

- Cargas de gravedad: Cargas vivas y Cargas muertas.
- Viento
- Sismo
- Cambios volumétricos

Estas consideraciones de carga estructural dan por resultado conexiones que resisten fuerzas de tensión, compresión, cortante, momentos de torsión y momentos flexionantes.

Por lo tanto el proyectista debe considerar el efecto de todas las condiciones de carga para asegurar que la conexión trabajará satisfactoriamente. Los cambios de volumen en los miembros presforzados prefabricados son ocasionados por cambios de temperatura, fluencia y contracción.

Cuando se restringe este movimiento potencial, pueden desarrollarse fuerzas considerables. Deben considerarse todos los cambios potenciales de volumen de cada uno de los miembros que forman la conexión, así como el efecto de los cambios de volumen de toda la estructura sobre la conexión.

Contracción

El acortamiento axial total independiente de cualquier miembro debido a la contracción puede estimarse de:

$$\Delta \epsilon = (K_m \epsilon_s) t_2 - (K_m \epsilon_s) t_1$$

Fluencia

El acortamiento axial total independiente de cualquier miembro debido a la fluencia producida por fuerzas de presfuerzo o cargas de compresión axial puede estimarse de:

$$\Delta \epsilon_c = K_p (K_m \epsilon_c) t_2 - (K_m \epsilon_c) t_1$$

Temperatura

El incremento o disminución por unidad de longitud debido a cambios de temperatura puede estimarse de:

$$\Delta \epsilon_t = C (\Delta^\circ C)$$

Donde:

- ϵ_s Acortamiento por contracción axial (cm/cm)
- ϵ_c Acortamiento axial por fluencia
- K_m Constante de factor de masa con relación al factor de masa de 1.5
- K_p Factor de corrección de fluencia basado en la relación del esfuerzo axial del concreto a su resistencia ($P/A/f'_c$)
- t_2 Tiempo inicial en días

- t_2

Tiempo posterior cuando los resultados de los cambios volumétricos adicionales ya no tienen importancia.

- $C = 10.8 \times 10^{-6}$ cm/cm por °C

para concreto de peso normal.

- $C = 9 \times 10^{-6}$ cm/cm por °C

para concreto estructural ligero.

- Factor de Masa

Es la relación del área de la sección transversal al perímetro expuesto (relación de volumen a superficie)

1.5 FACTORES DE CARGA

Los factores de carga tienen el propósito de dar seguridad adecuada - contra un aumento en las cargas de servicio más allá de las especificaciones en el diseño para que sea sumamente improbable la falla.

Los factores de carga también ayudan a asegurar que las deformaciones bajo las cargas de servicio no sean excesivas. Los factores de carga - utilizados para carga muerta, carga viva, presión lateral de tierra y de fluidos, cargas de viento y sismos, difieren en magnitud. Los factores de carga son distintos para diversos tipos de cargas debido a que, por ejemplo, es menos probable que la carga muerta de una estructura se exceda, que la carga viva indicada.

La carga máxima de la estructura debe ser igual, por lo menos, a la suma de cada carga de servicio multiplicada por su factor respectivo de carga.

El código ACI recomienda que la resistencia requerida U para resistir - carga muerta y la carga viva sea por lo menos igual a:

$$U = 1.4 D + 1.7 L$$

En la cual D - carga muerta

L - carga viva

Cuando se necesita considerar la carga de viento W en el diseño, la resistencia requerida U debe ser por lo menos igual a:

$$U = 0.75 (1.4 D + 1.7 L + 1.7 W)$$

En donde se deben considerar los valores máximos y mínimos de la carga viva.

Cuando las acciones resultantes de la carga muerta y el viento sean de signos opuestos, la resistencia requerida es:

$$U = 0.9 D + 1.3 W$$

Si se necesita incluir la carga sísmica E también se debe satisfacer la resistencia requerida:

$$U = 0.75 (1.4 D + 1.7 L + 1.1 E)$$

En la forma indicada, los factores de carga no varían con la gravedad de la consecuencia de la falla. Por ejemplo, se podría esperar que el factor de carga utilizado en un hospital fuera mayor que el utilizado para una fábrica. Sin embargo, se supone que las cargas prescritas de servicio incluyen el efecto de la gravedad de la falla. Sin embargo - los factores de carga establecidos deben considerarse como valores mínimos.

Si las consecuencias de falla son especialmente graves o si no puede estimarse razonablemente la carga de servicio, es posible que sea conveniente emplear valores incrementados. Al seleccionar los factores de carga apropiados para las conexiones, se recomienda que estos excedan los requeridos para los miembros individuales que van a conectarse.

En vista de la importancia de las conexiones el comité PCI recomienda un factor de carga adicional a los ya considerados anteriormente de:

$$4/3 = 1.33$$

para el diseño definitivo de las conexiones. Se reconoce que algunas conexiones pueden no requerir un factor adicional de 4/3 mientras que otras pueden requerir un factor adicional aún mayor. Sin embargo, la selección del factor de carga de diseño definitivo puede hacerla de mejor manera el diseñador de la conexión.

1.6 FACTORES DE REDUCCION DE CAPACIDAD

Los factores de reducción de capacidad ϕ se proporcionan para tomar en cuenta inexactitudes en los cálculos y fluctuaciones en la resistencia del material, en la mano de obra y en las dimensiones. Cada uno de estos factores bien puede estar dentro de límites tolerables, pero combinados pueden producir menor capacidad en los elementos diseñados.

La ecuación básica de resistencia para una conexión, puede decirse que da la resistencia ideal, siempre que la ecuación sea científicamente correcta y que los materiales tengan la resistencia especificada. La resistencia ideal multiplicada por ϕ donde el valor ϕ depende de la importancia de las cantidades variables, los valores recomendados por el código ACI son:

Flexión, con o sin tensión axial	$\phi = 0.90$
Tensión axial	$\phi = 0.90$
Flexión con compresión axial	$\phi = 0.75$
Compresión axial (si es reforzada con hélice)	$\phi = 0.75$
Compresión axial	$\phi = 0.70$
Cortante y Torsión	$\phi = 0.85$

Es importante considerar el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en el capítulo XXXIII en sus artículos 220 y 221, en donde se proporcionan los factores de carga y factores de resistencia, respectivamente.

CAPITULO II

"CORTANTE POR FRICCION"

2.1 GENERALIDADES.

En miembros estructurales es posible que los esfuerzos por cortante directo provoquen fallas del tipo deslizante a lo largo de un plano bien definido.

Debido a la tensión externa, contracción o causas accidentales, se incrementa el efecto del fenómeno y se puede formar una grieta a lo largo de un plano bien definido, incluso antes de que actúe el cortante. Entonces se presenta la posibilidad de transferencia de cortante por la acción de trabazón del agregado.

Es común que el cortante se transmita de esta manera en vigas de gran peralte, ménsulas, muros de cortante, conexiones de elementos de concreto prefabricados presforzados o no.

Se utiliza el término de fricción por cortante o bien transferencia de cortante de entrecara para designar el mecanismo, enseguida se estudian sus componentes posibles.

El mecanismo de fricción por cortante, es distinto en el concreto inicialmente no agrietado que en el inicialmente agrietado, aunque el enfoque para el diseño de ambos casos será el mismo.

Cuando se requiere, se provee refuerzo, generalmente perpendicular al plano de cortante, principalmente para proporcionar una fuerza de agarre entre las dos caras deslizantes potenciales. Para asegurar el desarrollo del esfuerzo de fluencia, se debe anclar debidamente esas varillas a ambos lados del plano potencial de cortante. También es evidente que para iniciar la acción de agarre del refuerzo, las caras de la grieta deben separarse ligeramente.

Este tipo de fuerza de agarre puede suplementarse mediante fuerzas de compresión aplicadas externamente a través de un plano de cortante. Recíprocamente una tensión aplicada externamente puede disminuir la fuerza de agarre disponible para el mecanismo de transferencia de cortante.

Recientemente se ha llevado a cabo una diversidad de estudios relativos al cortante por fricción. La figura siguiente muestra especímenes típicos de empuje utilizados para determinar experimentalmente el mecanismo de transferencia de cortante de entrecara.

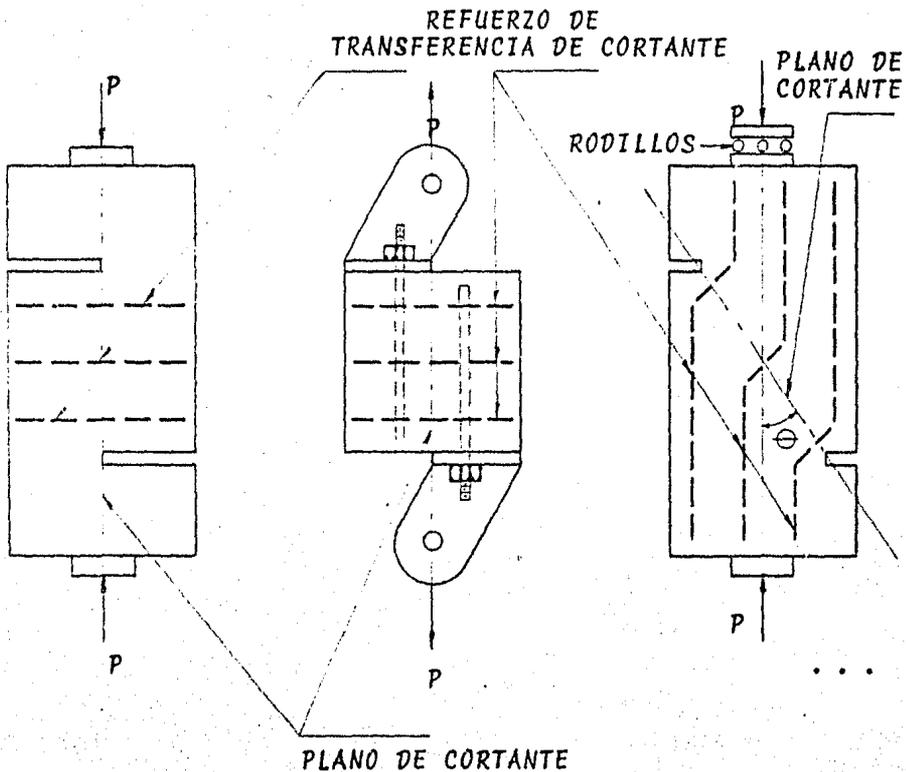
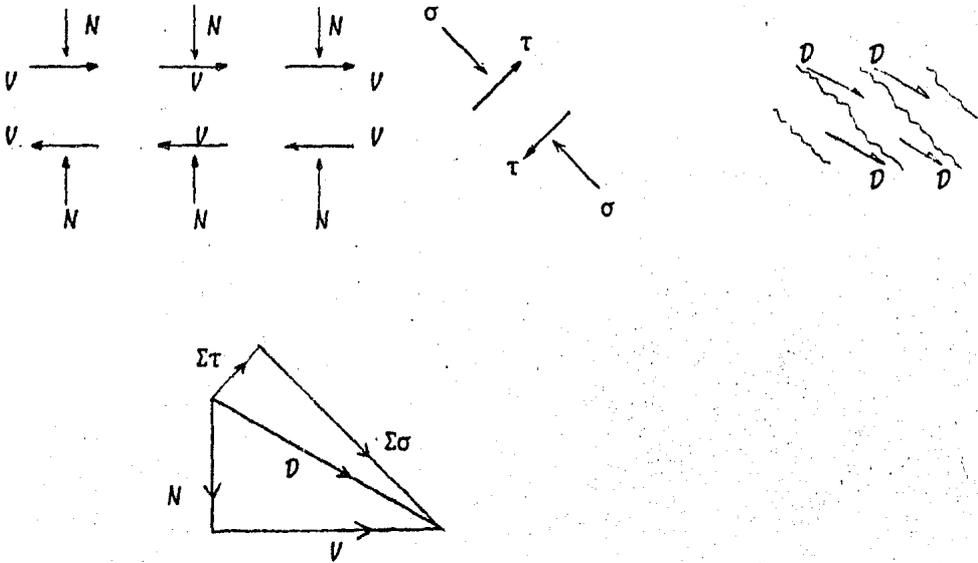


FIG. 2.1

2.2 TRANSFERENCIA DE CORTANTE A TRAVES DE ENTRECERAS NO AGRIETADAS DE CONCRETO

Cuando se transmite una fuerza cortante a lo largo de un plano a cortante potencial no agrietado, se generan esfuerzos principales diagonales. Posteriormente se desarrollan a través del plano a cortante - grietas cortas a 45° (tendientes a ser horizontales) que en presencia del acero transversal, producen la transferencia de cortante por un mecanismo de armadura, como se indica en la figura siguiente:



- V - Fuerza Cortante
- N - Fuerza Agarre (Proporcionada por el acero de refuerzo)
- D - Puntales Diagonales a Compresión
- σ - Esfuerzo Principal Normal
- τ - Esfuerzo principal Cortante

Los puntales diagonales cortos están sujetos a compresión y esfuerzos cortantes. Los esfuerzos principales resultantes gobiernan el criterio de falla para el concreto. El refuerzo debe desarrollar la fuerza N de agarre dentro de su rango de fluencia después de la formación de grietas y mediante cualquier compresión externa disponible. Muy pequeños desplazamientos a cortante ocurren antes y en el desarrollo de las grietas.

Normalmente la falla ocurre cuando el acero transversal cede permitiendo que los puntales de concreto roten y las grietas se propaguen con un ángulo muy agudo, casi paralelo con el plano a cortante.

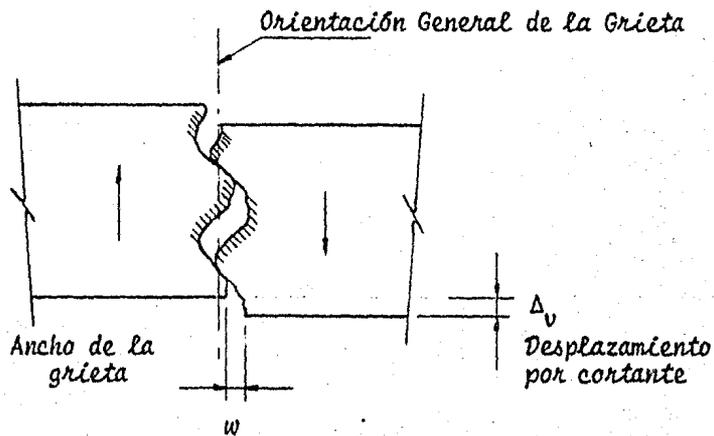
Para fines de diseño se supone que puede existir una grieta a lo largo del plano de cortante, en consecuencia los diseñadores confían en una menor resistencia a cortante, descrita en la siguiente sección.

2.3 TRANSFERENCIA DE CORTANTE A TRAVES DE ENTRECARRAS PREAGRIETADAS DE CONCRETO

Una consideración de dos superficies de trabazón, ásperas, a lo largo de una grieta en el plano de cortante general indica que ahora se requerirán desplazamientos a cortantes bastantes mayores que los que se encontrarán a lo largo de entrecarras inicialmente no agrietadas, para trabar efectivamente las partículas de agregado que sobresalen a través del plano a cortante. A mayor anchura de la grieta W , mayor será el desplazamiento a cortante y menor la resistencia última alcanzable.

También es evidente que, conforme aumenta el desplazamiento a cortante, las masas de concreto a ambos lados de la grieta se empujan alejándose, en consecuencia, el ancho de la grieta tiende a aumentar.

A menos que se domine la tendencia a aumentar el ancho de la grieta, mediante una fuerza efectiva de agarre o de restricción, se podrá transmitir muy poco cortante.



Desplazamiento a lo largo de un plano agrietado a cortante

FIG. 2.3

Se puede controlar la abertura de la grieta mediante refuerzo que normalmente cruza el plano de cortante en forma perpendicular. El diseño de la transferencia de cortante de entrecara se puede basar en los conceptos tradicionales de fricción. Experimentalmente se ha encontrado que el coeficiente de fricción de la superficie agrietada es al menos 1.4

La fuerza de sujeción, normal al área de concreto agrietada, la provee el acero de refuerzo.

Se puede evaluar la cantidad de acero requerida a partir del concepto denominado coeficiente de fricción.

Recordando, para este caso, que es la relación de la fuerza cortante V a la fuerza de sujeción N : $\mu = V/N$.

La fuerza de cortante V es proporcionada por las superficies de concreto en contacto, mientras que N es una acción que impide el desplazamiento normal de las mismas superficies.

Se ha encontrado que a niveles moderados de carga, el coeficiente de fricción es independiente de la resistencia del concreto.

La tabla siguiente nos proporciona los valores recomendados para el coeficiente de fricción μ , y algunos valores de v_u .

<u>Condición de Agrietamiento de la superficie de contacto</u>	<u>Recomendado</u>	<u>Máximo v_u Kg/cm²</u>
Concreto a concreto vacío monolíticamente.	1.4	60
Concreto a concreto endurecido, con aspersiones de 6 mm	1.0	42
Concreto a acero con conectores de perno soldados.	1.0	42
Concreto a concreto, superficie de concreto lisa.	0.7	30

Si los esfuerzos cortantes v_u exceden los valores máximos que se proporcionan en la tabla anterior se podrá usar un coeficiente de fricción reducido μ'

$$\mu' = \mu \left[\frac{21.12}{v_u} \right] + 0.5$$

En ningún caso v_u excederá de $0.25 f'_c$ ni de 85 Kg/cm^2

Entonces si

$$\mu = V/N \quad (2.1)$$

y

$$V = v_u A_g \quad (2.2)$$

$$N = A_{v\phi} F_y \quad (2.3)$$

Sustituyendo 2.2 y 2.3 en 2.1 y despejando

$$A_{v\phi} = \frac{v_u A_g}{\mu \phi_y} \quad (2.4)$$

Para v_u el código ACI fija un límite superior conservador de:

$$v_u = 0.2 f'_c \text{ ó } 56 \text{ Kg/cm}^2$$

El comité PCI recomienda que el área de acero $A_{v\phi}$ se estime con la siguiente expresión:

$$A_{v\phi} = \frac{V_u}{\phi \phi_y \mu} \quad (2.5)$$

En donde:

$$V_u = \text{fuerza cortante última}$$

$$\phi = 0.85$$

La expresión (2.5) está basada en el criterio de diseño por resistencia última y se obtiene a partir de la expresión (2.4)

CAPITULO III

" APLASTAMIENTO "

Las relaciones de diseño por resistencia última para el aplastamiento del concreto, dependen de:

- Tipo de carga
- Número de fuerzas dentro del área de aplastamiento
- Magnitud del esfuerzo de aplastamiento

Además el concepto del diseño se modifica cuando en las conexiones se utilizan amortiguadores de apoyo, los cuales, debido a su naturaleza están diseñados con base a un criterio de esfuerzos permisibles.

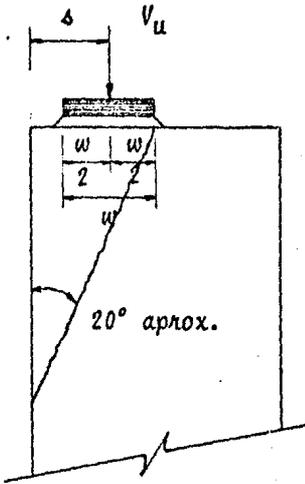
3.1 APLASTAMIENTO EN CONCRETO SIN CONFINAR

Cuando se tiene la seguridad de que el esfuerzo de aplastamiento es uniforme y solamente se presentan cargas verticales dentro de la conexión al esfuerzo último de aplastamiento en el concreto podrá calcularse por medio de la siguiente expresión:

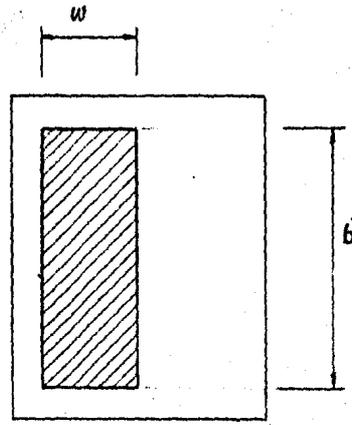
$$\phi_{bu} = \phi \cdot 18.58 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \sqrt[3]{s/w} \quad (3.1)$$

en donde:

$$\phi = 0.70$$



VISTA



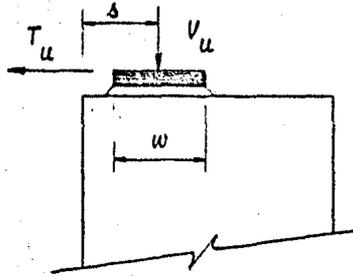
PLANTA

Si se presenta una fuerza horizontal T_u la resistencia última al aplastamiento deberá reducirse multiplicando la expresión (3-1) por C_r que se obtiene de la siguiente expresión:

$$C_r = \left(\frac{s w}{1290} \right) T_u / V_u \quad (3-2)$$

En donde el producto de s por w no deberá ser mayor de 58 cm^2 .

$$s w \leq 58 \quad (\text{cm}^2)$$



VISTA FIG. 3.2

Para un esfuerzo de aplastamiento no uniforme, el esfuerzo último en cualquier punto no deberá exceder del que resulte de la expresión (3-1) para una relación $\frac{s}{w} = 0.5$

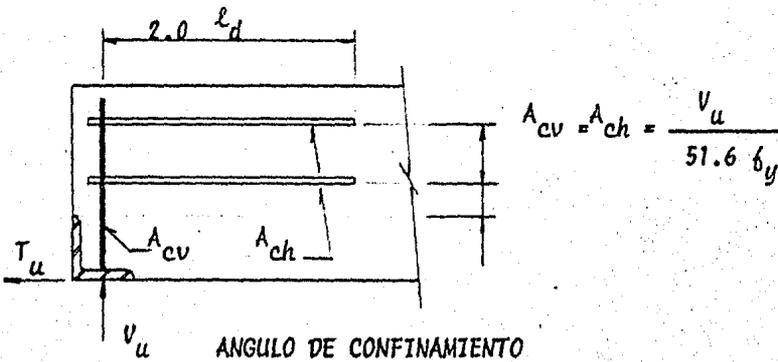
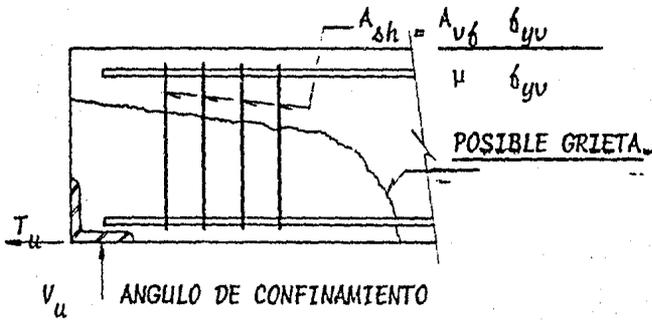
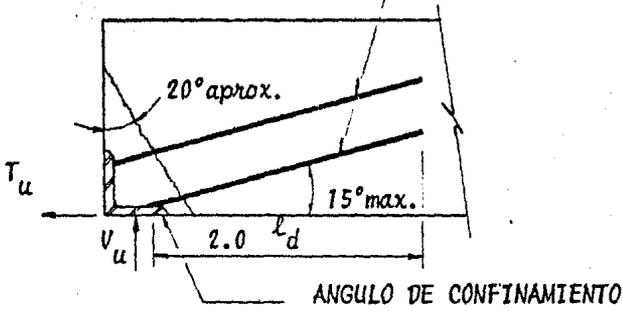
El esfuerzo de aplastamiento permisible sin confinar para concreto ligero estructural deberá tomarse como el 0.85 de los valores obtenidos para el concreto de peso normal.

T_u se determina por análisis y se recomienda usar un valor no menor de $T_u = 0.2 V_u$ a menos que se justifique un valor más bajo en función de un análisis más refinado.

3.2 APLASTAMIENTO EN CONCRETO CONFINADO

El concepto de fricción por cortante se usa para determinar los refuerzos de confinamiento $A_{vf} - A_{sh} - A_{cv} - A_{ch}$ - la colocación de dicho refuerzo se muestra en las siguientes figuras.

$$A_{vf} = \frac{1}{\phi} \delta_y \left[\frac{V_u}{\mu} + T_u \right] \quad (3.3)$$



3.3. APOYOS

Las trabes presforzadas están sometidas a cambios considerables de volumen en condiciones de servicio debido al flujo plástico, contracción, cambios de temperatura. Las cargas de servicio ocasionan rotaciones en los extremos y cambios de forma en la propia trabe.

Los apoyos deben permitir los movimientos longitudinales y la rotación, al mismo tiempo mantener un soporte vertical adecuado.

Se han usado placas de acero para proporcionar apoyo a otros elementos estructurales, pero debido a la corrosión ligera que sufren estas placas pueden llegar a quedar fuera de servicio; se han utilizado placas de plomo, pero éstas también están sujetas a deformaciones plásticas - en sí mismas bajo el servicio continuo.

Los apoyos de neopreno son los más ampliamente utilizados y se encuentran fácilmente disponibles con la dureza adecuada y en varios espesores para tomar el movimiento total anticipado, en apoyos mayores se usa frecuentemente un "emparedado" de neopreno y placas de acero. El neopreno permite la rotación y el movimiento.

A continuación se describirán brevemente los diferentes tipos de amortiguadores y de apoyos que suelen emplearse.

3.3.1. Amortiguadores Elastoméricos

Estos apoyos contienen solamente neopreno, como el polímero crudo para el compuesto elastomérico.

El material empleado en este tipo de apoyo debe ser totalmente nuevo.

Las especificaciones elastoméricas son:

- Esfuerzo máximo a la compresión 70 kg/cm²
- Resistencia máxima a la compresión en función del factor de forma y nominación de durómetro. 15%

3.3.3. Amortiguadores Laminados de Hule-Tela

Estos amortiguadores de tela preformada consisten de fibra sintética sin usar y un cuerpo de hule nuevo, crudo y colocados en la proporción debida para mantener resistencia y estabilidad.

Las especificaciones de este tipo de apoyo son:

- | | |
|--|-------------------------|
| - Esfuerzo máximo a la compresión | 105 kg/cm ² |
| - No deberá exceder la deformación unitaria a la compresión del | 15% |
| - El amortiguador deberá tener una dureza de superficie de 80 shore de durómetro A | +10% |
| - Las deformaciones unitarias por cortante, no deberán exceder el | 50% |
| - La resistencia última a la compresión no deberá ser menor de | 700 kg/ cm ² |

3.3.4. Amortiguadores Sin Fricción

Los amortiguadores de apoyos de tetrafluoretileno (TFE) se suponen generalmente como carentes de fricción, aunque en realidad poseen un coeficiente de fricción entre 0.03 y 0.07. Los coeficientes de fricción de los amortiguadores de fibra reforzada deberán revisarse para asegurarse que la fibra de refuerzo no incremente el coeficiente de fricción bajo movimientos repetidos.

El esfuerzo de aplastamiento no deberá exceder a 70 kg/cm² a menos que el amortiguador esté reforzado con fibra de vidrio o un material similar.

Si el amortiguador está reforzado, el esfuerzo de aplastamiento con cargas de servicio no deberá exceder a 140 kg/cm². Si las rotaciones dentro del área del apoyo crean esfuerzos mayores de los permisibles deberán incorporarse en la conexión, amortiguadores elastoméricos, combinados con el amortiguador de TFE. El TFE podrá pegarse a las placas o a otros materiales amortiguadores en los apoyos.

- Máxima deformación uniforme por cortante 50%
- Módulo de cortante G , 9 Kg/cm²
- Módulo de cortante a largo plazo, $G_x = G/2$ 4.5 Kg/cm²
- Resistencia mínima a la tensión (ASTM D412) 175 Kg/cm²
- Estabilidad máxima a la compresión (ASTM D395, Método B) 35%

Los valores anteriores pueden excederse cuando se justifiquen por medio de un análisis más refinado.

El factor de forma se define como una relación de áreas y está expresado a continuación:

$$\text{FACTOR DE FORMA} = \frac{\text{AREA DEL AMORTIGUADOR DE APOYO}}{\text{AREA LATERAL DEL AMORTIGUADOR}}$$

3.3.2 Amortiguadores de Tela Laminada

Consiste de capas múltiples de lona de algodón de 227 gr impregnada y unida con hule natural de alta calidad.

Las especificaciones de este tipo de apoyo son:

- Esfuerzo máximo a la compresión 140 Kg/cm²
- La deformación unitaria en compresión a 70 kg/cm² no deberá exceder 9%
- La deformación unitaria en compresión a 140 kg/cm² no deberá exceder 14%
- Las deformaciones unitarias por cortante no deberán exceder 50%
- El esfuerzo último a la compresión perpendicular a las laminaciones será menor de 700 kg/cm²
- El módulo al cortante G para un amortiguador de 13 mm se supone igual a 40 kg/cm²

CAPITULO IV

" CONEXION DE TRABE-COLUMNA EN MARCOS DE EDIFICIOS PREFABRICADOS DE CONCRETO SUJETOS A SISMO "

4.1 GENERALIDADES.

Actualmente existe poca información del comportamiento de estructuras prefabricadas de concreto sometidas a efectos sísmicos, sin embargo - la meta del diseño sísmico es clara y es ésta: Lograr estructuras seguras y económicas para la sociedad. Para lograr la meta propuesta - es necesario cumplir los siguientes requisitos:

- Considerar diversas opciones, evaluar costos y consecuencias de ca da una y hacer la mejor selección.
- Buscar que los edificios prácticamente no sufran daños ante temblores frecuentes de baja intensidad.
- Que el daño no estructural sea limitado y fácilmente reparable.
- Que el daño estructural sea mínimo bajo la acción de temblores de intensidad moderada.
- Para temblores excepcionalmente intensos se tenga un nivel aceptable de seguridad contra el colapso, aunque los daños estructurales y no estructurales sean apreciables.
- Que las deformaciones sean menores a ciertos límites, para preservar la comodidad y seguridad de los ocupantes del edificio, y con ello evitar que se produzca pánico incontrolado durante temblores moderados o severos, principalmente.

Uno de los principales sistemas estructurales que se emplean para re-

resistir sismos son los marcos con nudos rígidos continuos. La resistencia de un edificio a sismos depende de su capacidad para disipar energía. Mientras mayor continuidad y monolitismo tenga el marco; esto es mientras más hiperestático sea, mayor será su posibilidad de que, sin convertirse en un mecanismo inestable, se formen en él articulaciones plásticas, con alta capacidad de absorción de energía mediante deformaciones inelásticas, con el consecuente comportamiento aceptable ante sismo.

Generalmente cuando se analizan y diseñan edificios prefabricados de concreto, estructurados con marcos para resistir efectos sísmicos, se busca que los elementos estructurales trabe y columna se conecten a un nudo rígido, es decir la resistencia y rigidez de la conexión debe permitir que se mantengan sin cambios los ángulos entre los elementos conectados, de igual forma como sucede en los marcos de concreto colocados monolíticamente.

Sin embargo no es suficiente el tratar de reproducir el monolitismo y la continuidad de los miembros prefabricados en la conexión para -- asegurar el buen comportamiento de la estructura, ya que cuando la estructura sea sometida a sismos de alta intensidad, se deberá diseñar y construir estas conexiones con una resistencia superior a la de los miembros conectados, de tal manera que puedan desarrollar los elementos toda su capacidad, con lo que fueron diseñados, y permitir al mismo tiempo el desarrollo de los mecanismos inelásticos que disipan la energía del sismo sin llegar al colapso de la estructura.

Por lo tanto, debido a que se trata de reproducir la continuidad y el monolitismo en la conexión de los elementos prefabricados trabe-columna, cuando el edificio este sujeto a solicitaciones sísmicas; y dado que la información disponible hasta la fecha se refiere al comportamiento de la conexión para elementos colado en el sitio, no queda más remedio que hacer una evaluación de esta información, con el objeto de establecer los principios de diseño de la conexión para los elemen

tos prefabricados trabe a columna.

4.2 COMPORTAMIENTO DE LA CONEXION TRABE A COLUMNA EN ELEMENTOS DE CONCRETO COLADOS EN SITIO.

4.2.1 INTRODUCCION.

Las fallas en uniones viga-columna han sido frecuentes y presentan un comportamiento general frágil. Se tratará de identificar los principales aspectos que intervienen en el comportamiento de las conexiones. Las uniones estudiadas son: "rodilla", interior y exterior de un marco plano de niveles múltiples.

4.2.2 CONEXION DE RODILLA.

Se ha emprendido un amplio estudio teórico y experimental de conexiones aisladas exteriores de vigas columnas.

Las fuerzas internas generadas en una conexión de "rodilla" pueden provocar la falla dentro de la conexión antes de que se logre la resistencia de la viga o columna, la que sea más débil. Los factores que influyen en el comportamiento de esta conexión son las dimensiones relativas de los elementos que concurren y el sentido de la carga. Es decir, el comportamiento de la conexión es distinto si la carga tiende a cerrar o a abrir el ángulo recto que forma los elementos. En la figura siguiente se muestran los momentos de cierre y las acciones internas en la conexión.

* * *

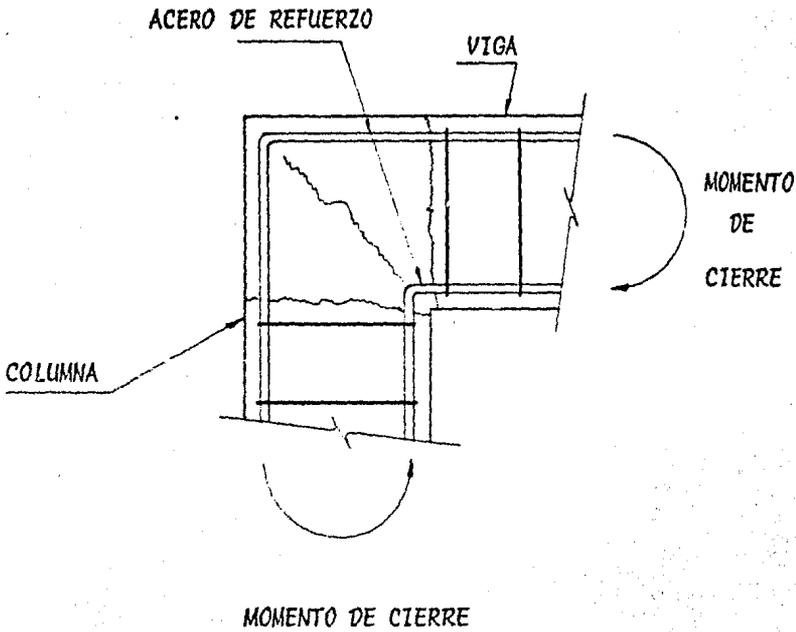


FIG. 4.1

Las fuerzas generadas por la flexión y que actúan contra un cuerpo libre idealizado que representa una conexión de esquina cuadrada, se muestra en siguiente figura:

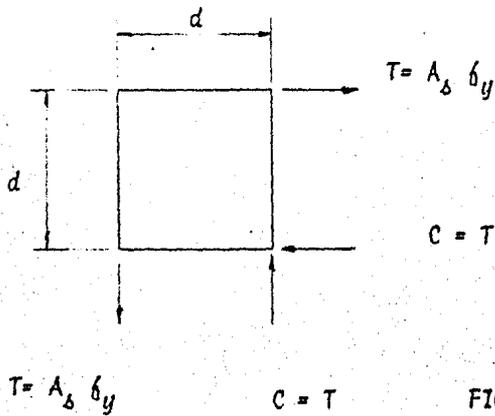


FIGURA 4.2

Estas fuerzas están introducidas al núcleo de la conexión en forma de esfuerzos cortantes uniformes, resultado de la adherencia del esfuerzo al concreto.

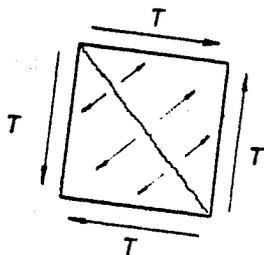


FIGURA 4.3

De acuerdo al estado de esfuerzos anterior, se puede esperar una grieta diagonal cuando el esfuerzo de tensión diagonal se aproxime a la resistencia a tensión f'_t del concreto

$$f'_t = \frac{T}{b d} = \frac{A_s f_y}{b d} = p f_y \quad (4.1)$$

Por lo tanto el acero a flexión está limitado a:

$$p \leq \frac{f'_t}{f_y} \quad (4.2)$$

En las condiciones de carga última se combinan las fuerzas del acero y el concreto para producir una sola resultante de compresión diagonal.

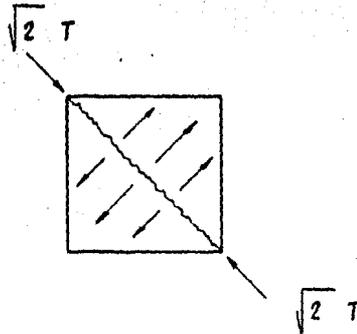


FIGURA 4.4

Debido al deterioro de adherencia a lo largo de las varillas exteriores los investigadores Kemp y Mukherjee han limitado el contenido del acero de refuerzo a flexión a:

$$p < 1.2 \frac{\delta'_x}{\delta_y} \quad (4.3)$$

El estudio experimental comprobó satisfactoriamente las anteriores suposiciones, se observó que cuando se limitaba el contenido del acero de refuerzo a flexión por debajo de los porcentajes recomendados, se lograba que el elemento estructural adjunto desarrollara su total capacidad a flexión. Cabe aclarar que los especímenes usados eran de dimensiones pequeñas.

Al utilizar mayores miembros estructurales con elevado contenido de refuerzo, se requiere refuerzo secundario para preservar la integridad del concreto dentro de la junta. El propósito del acero de refuerzo secundario es:

- 1.) Las varillas perpendiculares a la grieta diagonal potencial deben impedir el crecimiento y ensanchamiento de las grietas, permitiendo con ello que se desarrolle la fuerza de compresión entre la esquina interior y el doblé del acero principal a tensión.
- 2.) Los estribos rectangulares también deben rodear al acero a tensión dentro de la conexión para impedir el ensanchamiento de las grietas de fisuración, si ocurren, en el plano de las varillas dobladas de tensión.
- 3.) Se pueden utilizar las ramas transversales de los estribos anteriores para suministrar confinamiento a la esquina interior, que está sujeta a compresión concentrada.

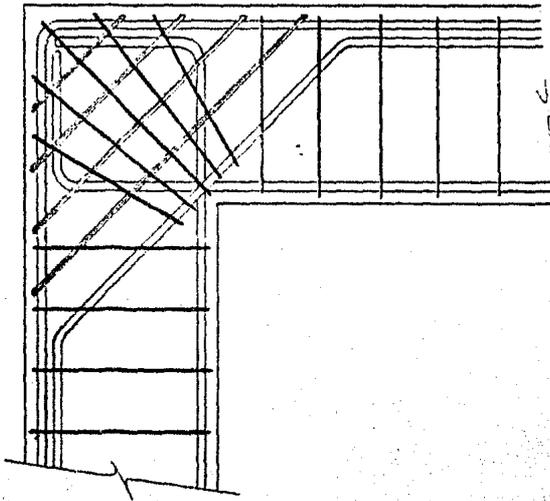
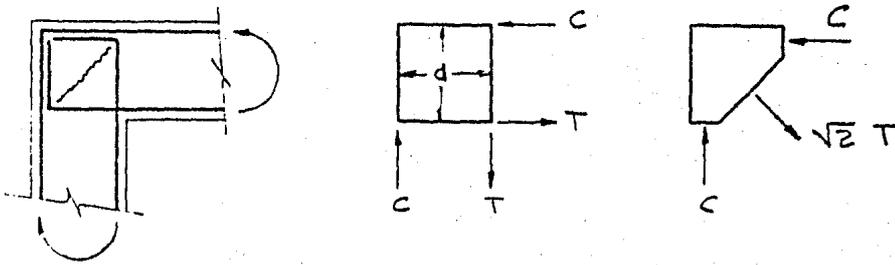


FIGURA 4.5

La conexión antes estudiada está mas seriamente afectada cuando los momentos aplicados tienden a abrir el ángulo. Como lo indica la siguiente figura, las fuerzas de compresión cerca de la esquina exterior dan origen a una resultante que tiende a separar la porción triangular de la conexión.



$$C = T = A \delta y$$

FIGURA 4.6

Es claro que no se puede evitar el uso de refuerzo secundario para resistir tensión diagonal en los miembros estructurales de marcos importantes. En determinadas conexiones exteriores de vigas-columnas de marcos planos de niveles múltiples se puede plantear una condición especialmente crítica cuando se les sujeta a cargas sísmicas.

4.2.3 CONEXION EXTERIOR EN MARCOS PLANOS.

Las conexiones exteriores de vigas-columnas de marcos planos experimentan condiciones críticas cuando se les somete a cargas sísmicas. Las acciones externas e internas generadas en la conexión se muestran en la figura 4.7 a y 4.7 b.

En la zona del tablero de la conexión se inducen esfuerzos de tensión diagonal y de compresión y los esfuerzos de tensión diagonal pueden ser altos cuando se desarrolla la capacidad última de los miembros adyacentes, lo que puede llevar a un extenso agrietamiento diagonal, -- tal como se muestra en la figura 4.8.

De las experiencias efectuadas en esta conexión se observó que el comportamiento de la misma depende de dos factores fundamentales, (ver Fig. 4.8) estos son:

- Adherencia entre el concreto y las varillas longitudinales que entran a la conexión, tanto las de la columna como las de la trabe.
- Capacidad del concreto situado en el núcleo de la conexión -- para transferir las fuerzas de compresión y cortante, aún -- cuando este se encuentre agrietado.

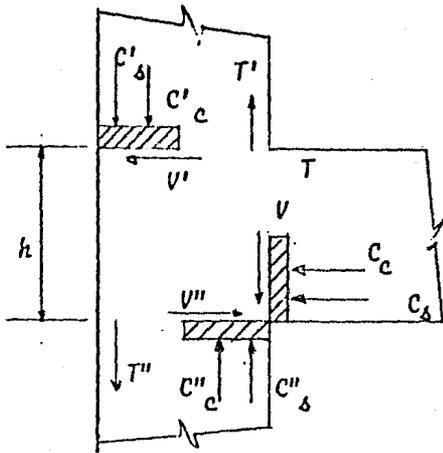
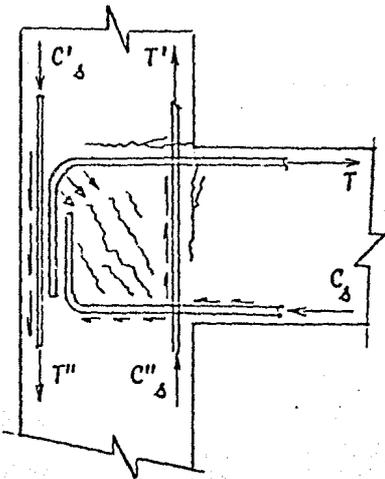
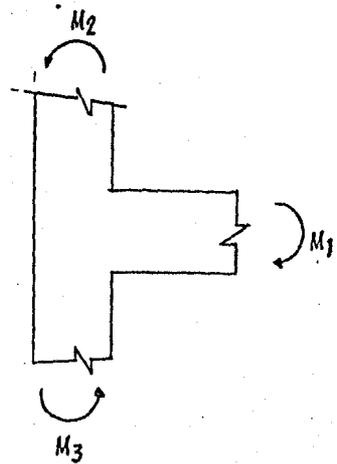


FIGURA 4.7



FUERZAS DEL ACERO Y DE ADHERENCIA

FIGURA 4.8

Donde:

T - Tensión en la viga

V - Cortante en la viga

C_c - Compresión del concreto en la viga

C_s - Compresión del acero en la viga

T' - Tensión en la columna superior

V' - Cortante en la columna superior

$C_{c'}$ - Compresión en la columna superior

$C_{s'}$ - Compresión del acero en la columna superior

T'' - Tensión en la columna inferior

V'' - Cortante en la columna inferior

$C_{c''}$ - Compresión en la columna inferior

$C_{s''}$ - Compresión del acero de la columna inferior

Las condiciones de anclaje para las varillas superiores de la viga son sumamente desfavorables cuando entran a la junta. El concreto que las rodea está sujeto a sedimentación y está expuesto a tensión transversal. (ver figura 4.9)

Por lo general se forma una grieta de fisuración a lo largo de estas varillas en una etapa relativamente temprana de la carga. La carga repetida agrava el caso y puede ocurrir una pérdida completa de adherencia - hasta el inicio de la porción doblada de la varilla.

En consecuencia, se pueden generar elevados esfuerzos de apoyo en el dobléz que solo se pueden tomar si el concreto circundante está en buenas condiciones. La porción vertical recta que sigue al dobléz debe ser suficientemente larga para que se desarrolle la resistencia total de la varilla superior.

Se nota que el doblar el acero superior hacia la junta induce fuerzas de aro en el concreto a lo largo de la dirección "correcta".

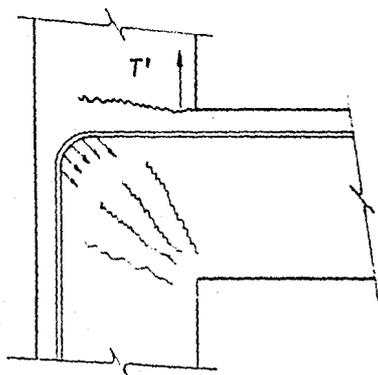


FIGURA 4.9

Las varillas del fondo de la viga, en compresión, entran a la conexión en una región de condiciones ideales de adherencia, ya que el concreto que las rodea está en compresión transversalmente a las varillas. (*)

Sin embargo, debido a las cargas inversas y subsecuente cedencia posible a tensión de estas varillas, puede ocurrir también un severo deterioro de adherencia, como el que se describió para las varillas superiores a flexión.

*(ver fig. 4.10)

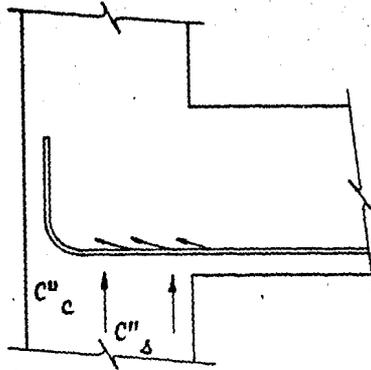


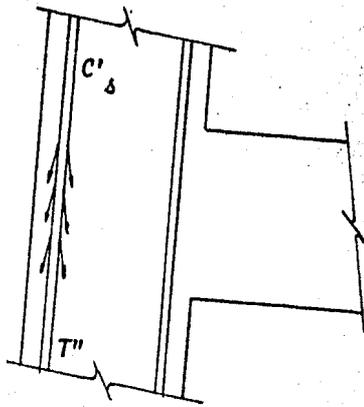
FIGURA 4.10

Las varillas externas de la columna están sujetas quizás a las condiciones más severas de adherencia. A lo largo del peralte h de la viga es necesario transferir al concreto de la conexión una fuerza total - de adherencia de:

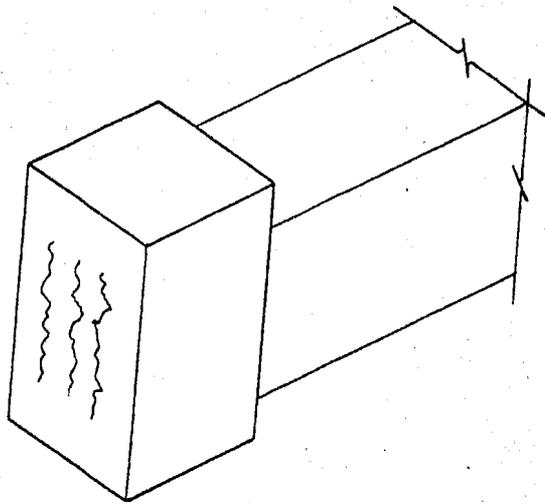
$$C'_\delta + T''_\delta < 2 A_\delta f_y \quad (4.4)$$

en que A_δ = área de las varillas externas de la columna, si se requiere soportar las fuerzas internas en las secciones críticas a través de la columna. Para que se respeten las recomendaciones de los códigos, la longitud h disponible de anclaje es completamente inadecuada. Los esfuerzos sumamente elevados de adherencia a lo largo de las varillas externas de la columna pueden ser motivo de grietas de fisuración vertical, las cuales podrían interconectarse y a su debido tiempo hacer que se desprendiera el recubrimiento.

ESFUERZOS ALTOS
DE ADHERENCIA



GRIETAS DE
FISURACION



COLUMNA

FIGURA 4.11

El patrón de grietas mostrado en la figura siguiente sugiere que las -
fuerzas cortantes y de compresión resultantes del sistema de cargas
impuestas a la conexión, se transmiten primordialmente por varios punta
les separados entre sí por grietas diagonales.

Serla optimista suponer que en estos puntales se pudiera alcanzar la resistencia total a compresión f'_c . Esto es debido a que los puntales es tan sujetos a excentricidades indeterminables y a deformaciones transversales por tensión.

Las cargas cíclicas en el concreto agrietado transversalmente producen una apertura y cierre repetido de las grietas. Debido al dominio de la acción cortante a través de la conexión también ocurren movimientos paralelos a las grietas abiertas. Cuando las grietas se hacen grandes, - debido a que ha cedido el refuerzo transversal, se inicia el proceso - de trituración y fisuración progresiva debido a apoyo disparejo del - concreto. Lo anterior puede resultar en una completa desintegración - del concreto dentro de la junta. Esto está asociado con un aumento - drástico volumétrico del núcleo, a menos que se suministren elementos confinantes.

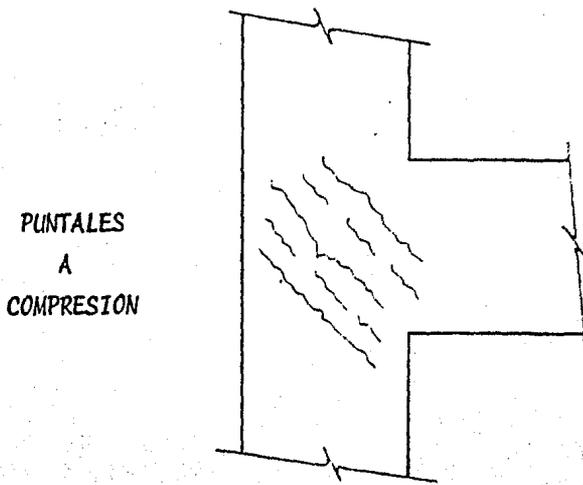
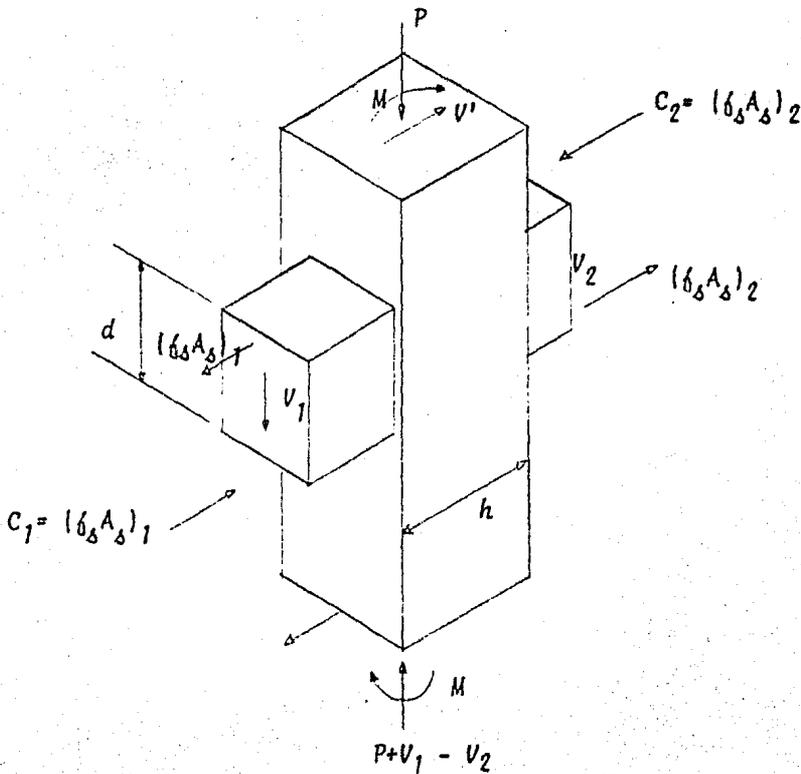


FIGURA 4.12

4.2.4 CONEXION INTERIOR

Sólo se puede desarrollar la resistencia de los miembros que concurren a la conexión si los esfuerzos de adherencia desarrollan enteramente las fuerzas de adherencia en las conexiones interiores.

Se ha observado que en conexiones interiores el cortante de junta V_j es mayor al que se genera en conexiones exteriores de marcos de niveles múltiples.



ACCIONES EN LA CONEXION INTERIOR
DE UN MARCO PLANO DE NIVELES MULTIPLES

Figura 4.15

Con base en la figura 4.15 tenemos que el cortante de junta es igual a:

$$V_j = (b_d A_d)_1 + C_2 - V'$$

$$V_j = (b_d A_d)_1 + (b_d A_d)_2 - V'$$

Para resistir este cortante la conexión debe desarrollar un mecanismo de fuerzas de adherencia y un mecanismo de compresión.

Entonces se debe cumplir que:

$$V_j = V_c + V_d$$

En donde:

V_c - Resistencia del mecanismo a compresión

V_d - Resistencia del mecanismo de las fuerzas de adherencia

El siguiente modelo muestra las fuerzas que ejercen los cuatro miembros de un marco plano contra la conexión (estas acciones suponen el efecto sísmico).

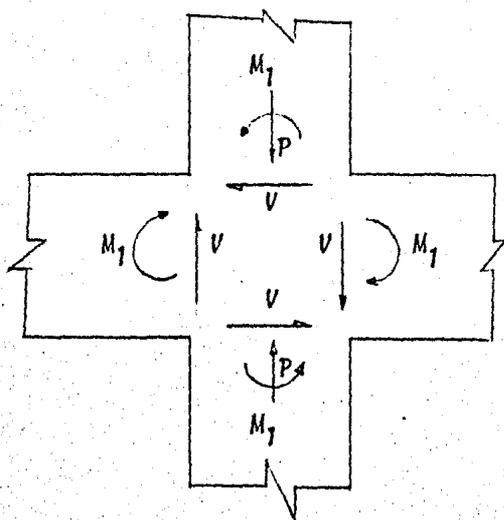


Figura 4.16

Por simplicidad se supone que los momentos flexionantes son los mismos en los cuatro lados de la conexión.

Con base en la figura 4.16 se pueden mostrar las fuerzas que ejercen los cuatro miembros del marco plano contra la conexión.

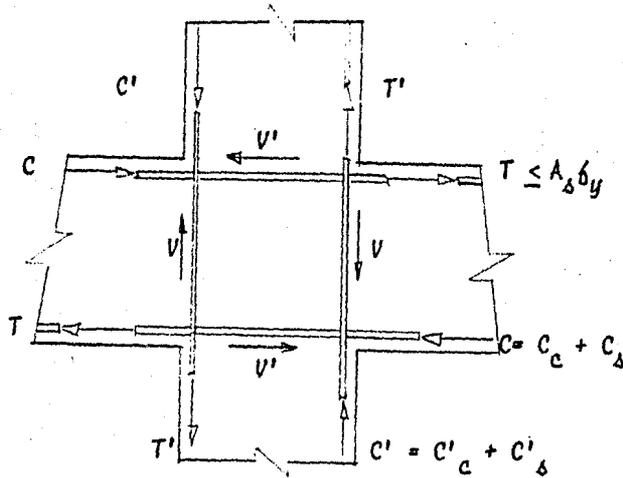


Figura 4.17

De la figura 4.17 podemos obtener otro modelo en el que se combinan todas las fuerzas de compresión que transmite el concreto, equilibrándose entre sí mediante un solo puntal ancho diagonal a través de la junta.

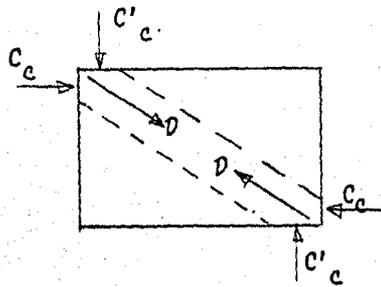


Figura 4.18

Cuando el acero que está sujeto a tensión trabaja a niveles de esfuerzo de fluencia el concreto se ha agrietado, entonces el contacto en cada uno de los miembros adyacentes se introduce al núcleo de la conexión a través de las zonas a compresión de concreto de vigas y columnas.

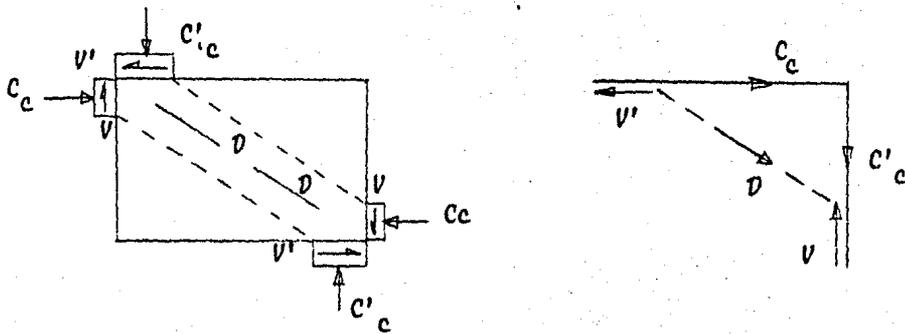


Figura 4.19

Las fuerzas C_c , C'_c , V y V' pueden equilibrarse entre sí por medio de una fuerza diagonal D a compresión sin ayuda de acero de refuerzo.

De acuerdo con las suposiciones anteriores y basándonos en la figura 4.19, la capacidad acortante del mecanismo de compresión es:

$$V_c = \frac{C_c - V'}{b d}$$

En la figura 4.20 se muestran las fuerzas que se aplican a los extremos de las varillas ahogadas en el núcleo de concreto de la conexión.

Si se supone que los esfuerzos de adherencia de intensidad uniforme absorben la fuerza de adherencia en cada varilla, entonces las fuerzas en la varilla cambian finalmente de tensión en un extremo a - - compresión en el otro.

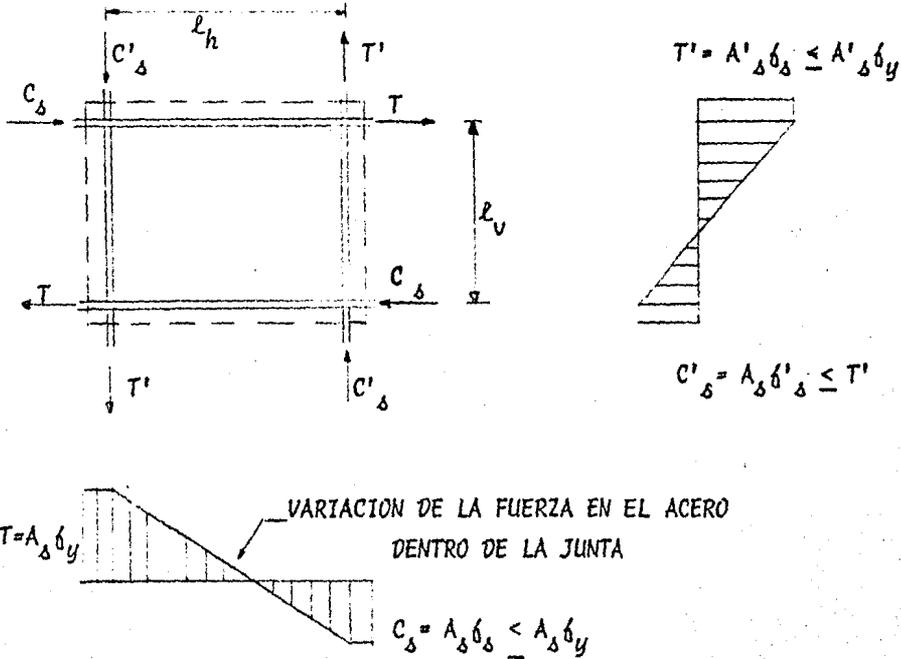


Figura 4.20

De acuerdo con lo anterior la fuerza de adherencia por unidad de longitud será:

$$v_o = \frac{C_\delta + T}{\ell_h} \quad (4.7)$$

$$v_o = \frac{C'_\delta + T'}{\ell_v} \quad (4.8)$$

Estas fuerzas por unidad de longitud actúan a lo largo de los refuerzos de viga y columna respectivamente.

El flujo cortante v_o en términos de los esfuerzos cortantes nominales son:

$$v_\delta = \frac{v_o}{b} = \frac{C_\delta + T}{b d} \quad (4.9)$$

en donde b es el ancho de la columna.

La figura siguiente sugiere la forma como cada componente de fuerza de adherencia que actúa en una pequeña longitud (δ), necesita descomponerse en una fuerza diagonal de compresión y una fuerza horizontal o vertical de tensión para que sea posible este mecanismo. Las fuerzas de compresión diagonal podrían suministrarse por medio de puntales de concreto formados entre las grietas diagonales. Las fuerzas de tensión requerirán un emparrillado o varillas horizontales y verticales bien ancladas, donde se introducen las fuerzas de adherencia.

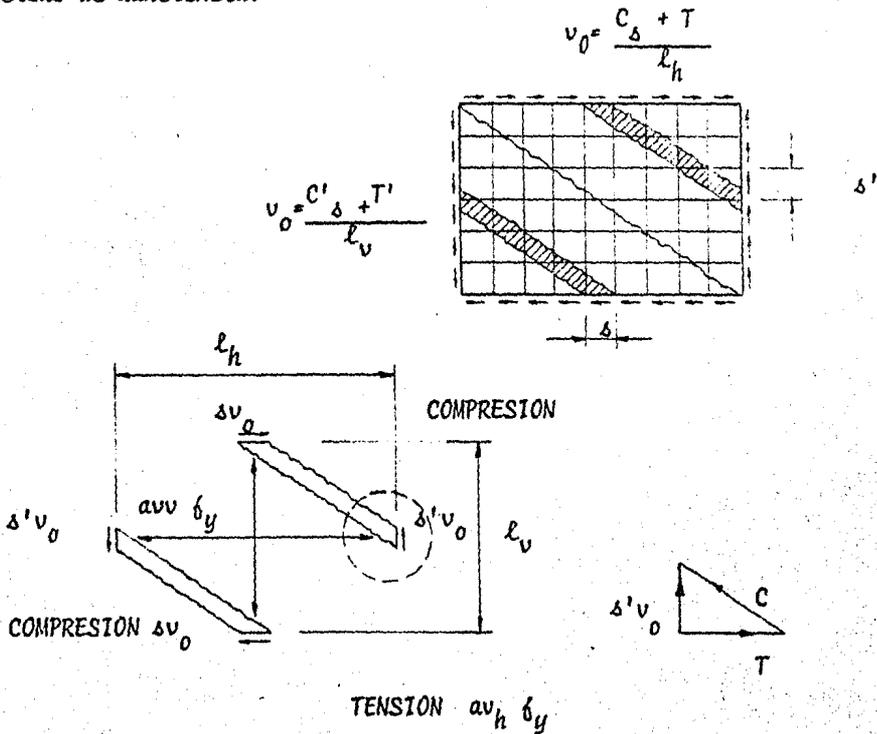


FIGURA 4-21

Para tomar las fuerzas de adherencia v_o será necesario suministrar acero de refuerzo horizontal y vertical, el acero requerido será:

$$a_{vh} = \frac{(C_s + T) s'}{l_v \delta_y} \quad (4.10)$$

$$a_{vv} = \frac{s}{s'} a_{vh} \quad (4.11)$$

en donde:

a_{vh} = área de cada estribo horizontal

a_{vv} = área de cada estribo vertical

Por similitud con el procedimiento de diseño utilizado para el cortante en vigas, se puede expresar la acción combinada de los dos mecanismos recién descritos de la siguiente forma:

$$V_j = V_c + V_s$$

La expresión anterior se puede escribir también:

$$V_j = \frac{(C_c - V') + (C_s + T)}{b d} \quad (4.12)$$

La efectividad del refuerzo a cortante de la conexión depende de la habilidad del refuerzo a flexión y del concreto circundante de intercambiar fuerzas de adherencia de alta intensidad durante todo el procedimiento de carga. Cuando la severa carga alterna produce deterioro de adherencia, la distribución de las fuerzas del acero en el interior de la conexión cambian radicalmente. No hay otro modo de anclar varillas, como lo había en el caso de conexiones exteriores donde se doblan las varillas.

Hanson identificó la pérdida de adherencia en sus experimentos. A pesar de ello, en sus pruebas sostuvo la capacidad de resistencia total debido a que el acero a tensión que entra en la junta encontró anclaje en la viga en el lado lejano de la conexión, lo que implica que -- después de unas cuantas inversiones y la consecuente falta de adherencia, el acero de la viga tanto superior como inferior puede estar en tensión en ambos lados de la columna.

Debido a la naturaleza crítica de los esfuerzos de adherencia, es posible que las varillas de diámetro pequeño que pasen a través de la conexión se desempeñen mejor que las varillas grandes.

4.2.5 REQUISITOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO Y DETALLE DE LAS ESTRUCTURAS SUJETAS A SISMO.

a) INTRODUCCION.

En esta sección se tratarán los aspectos más relevantes referentes a los requisitos de dimensionamiento y detalle de las secciones y elementos que forman parte de un marco estructural sujeto a sismo.

b) REGLAMENTOS DE CONSTRUCCION.

Los conocimientos y la reglamentación del diseño sísmico se han desarrollado en forma importante en años muy recientes, sin embargo su alcance es limitado con lo que respecta a las estructuras prefabricadas de concreto.

b.1) REGLAMENTO ACTI - 77.

A continuación se presenta parte del apéndice 'A' "Disposiciones especiales para el diseño sísmico".

A.1 ALCANCES.

- A.1.2. Las disposiciones del apéndice 'A' se aplican a marcos dúctiles especiales monolíticos y compuestos con conexiones viga columna colada en obra. . .
- A.1.3 Se pueden usar otros sistemas estructurales y métodos de diseño cuando se demuestre, por medio del análisis y el diseño basado en los principios aceptados de la Ingeniería, que proporcionan una resistencia y ductilidad adecuados para resistir los movimientos sísmicos previstos.

A.2 DEFINICIONES.

Se entiende por marco dúctil especial aquel que está compuesto de miembros de concreto reforzado sujetos a flexión y columnas, con conexiones coladas en el lugar, diseñadas y detalladas para admitir los desplazamientos laterales reversibles después de la formación de la articulación plástica.

La articulación plástica es una región de un miembro donde se puede desarrollar la resistencia última a flexión y mantenerse la correspondiente rotación inelástica significativa cuando el refuerzo principal de tensión se alarga más allá de la deformación por fluencia.

A.3 GENERALIDADES.

- A.3.1 En el análisis de la estructura debe considerarse la interacción de todos los elementos estructurales y no estructurales que afectan la respuesta del edificio a las aceleraciones sísmicas.

A.4 SUPOSICIONES DE DISEÑO.

A.4.1 Las disposiciones del apéndice 'A', suponen que los marcos dúctiles especiales compuestos de miembros sujetos a flexión y columnas, con o sin, muros de cortante especiales, estarán sujetos a deformaciones laterales suficientes para crear articulaciones plásticas reversibles por la acción del sismo más severo.

A.4.2 El momento resistente de la articulación plástica puede tomarse igual al momento resistente calculado según las disposiciones del capítulo 10.

Si analizamos los criterios del diseño sísmico del reglamento A-C-1-77 tenemos:

- a) El reglamento ACI-77 deja abierta la posibilidad de usar otros sistemas estructurales, de los no especificados por el mismo. (A.1.3)
- b) Las disposiciones del reglamento ACI-77 en el apéndice A, aplican únicamente a marcos dúctiles especiales y muros de cortante especiales. (A.1.2)
- c) Los marcos dúctiles especiales están formados por elementos conectados de tal forma, que disipan la energía de un sismo intenso. - (A.4.1.)
- d) En caso de usar un sistema estructural diferente a los que contempla este reglamento, como sería el caso de un marco de elementos prefabricados, es necesario demostrar que posee la capacidad de resistir sismos de baja y media intensidad sin que sufra daños excepcionales; y en caso de estar sujeto a un sismo severo los elementos estructurales y sus conexiones deben admitir desplaza -

mientos laterales reversibles, después de la formación de articulaciones plásticas (preferentemente en las trabes). (A.4.1, A.4.2)

e) MANUAL DE DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS DE ACUERDO CON EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL (D-18).

El valle de México en el cual está asentada la Cd. de México está clasificada como una zona altamente sísmica, el Departamento del Distrito Federal posee un reglamento de construcciones en el cual contempla disposiciones relativas al diseño por sismo. Recientemente el Instituto de Ingeniería de la UNAM elaboró un Manual de diseño sísmico de edificios, debido a que han ocurrido avances sumamente importantes en los criterios y procedimientos de diseño sísmico en estas dos últimas décadas.

Los sistemas estructurales más usados en edificios de concreto para resistir sismos, están formados a base de:

- Marcos.
- Marcos acompañados de muros de rigidez.

Los elementos estructurales que forman al marco son:

- Trabes.
- Columnas.
- Conexión trabe-columna.

El manual de diseño sísmico de edificios proporciona los requisitos de dimensionamiento y detalle de los elementos que forman al marco. Así para la trabe y la columna se proporcionan:

- Requisitos geométricos.
- Requisitos para el refuerzo longitudinal.
- Requisitos para el acero transversal.

También para la conexión trabe-columna se proporcionan los requisitos referentes a:

- Confinamiento del concreto en la zona de unión.
- Anclaje del refuerzo longitudinal que atraviesa la conexión.
- Resistencia de la conexión al cortante de junta V_j

Estos requisitos hacen que el marco estructural se comporte satisfactoriamente cuando sea sujeto al efecto de un sismo severo.

Si recordamos en la sección 4.2.4 de este trabajo se obtuvo una expresión (4.12) que proporciona el esfuerzo cortante v_j en términos de fuerza la expresión nos queda como:

$$V_j = C_c + C_s + T - V' \quad (4.13)$$

En donde:

C_c - Fuerza de compresión en el concreto.

C_s - Fuerza de compresión en el acero A_{s1}

T - Fuerza de tensión en el acero A_{s2}

V' - Fuerza cortante en la columna

Es importante hacer notar dos cosas:

- Se supone que las trabes alcanzan su resistencia máxima a flexión en el apoyo con la conexión, por lo tanto existen articulaciones plásticas en las vigas en esa zona.
- El valor de V' depende de la posición de los puntos de inflexión de la columna, cuando se forma la articulación plástica en las vigas.

Con base en la primer observación tenemos:

$$C_c = a \cdot b \cdot \delta''_c$$

$$C_s = A_{s1} \delta_y$$

$$T = A_{s2} \delta_y$$

Para resolver el segundo problema el Manual para diseño Sísmico de Edificios, propone la siguiente expresión aproximada:

$$V' = 1 - \frac{1.5 h}{l_1 + l_2}$$

En la cuál h es el peralte efectivo de las trabes y l_1 y l_2 son las alturas de la columna del entrepiso superior e inferior.

Sustituyendo los valores de C_c , C_s , T y V' en 4.13 se tiene - que el cortante de junta es igual a:

$$V_j = (A_{s1} + A_{s2}) \delta_y + ab \delta''_c - \left(1 - \frac{1.5 h}{l_1 + l_2}\right) \quad (4.14)$$

El manual propone que:

Cuando se diseñe para $Q = 6$, deberá revisarse que la fuerza cortante que se presenta en la zona de unión cuando se lleguen a formar articulaciones plásticas de signos contrarios en las caras de la junta no exceda de los valores siguientes:

Cuando hay vigas en las cuatro caras de la junta:

$$V_v \leq F_R \delta \sqrt{\delta''_c} \quad bd \quad (4.15)$$

Si alguna de las caras de la junta es extrema:

$$V_v \leq F_R 5 \sqrt{f_c^*} bd \quad (4.16)$$

En donde b y d son el ancho y el peralte efectivo de la sección de la columna en la conexión, para la dirección en que actúa la fuerza cortante. Las unidades son Kg y cm.

Hay que hacer notar que todas las disposiciones anteriormente citadas que se encuentran en el reglamento ACI - 77 y el Manual de Diseño Sísmico de Edificios, son aplicables a marcos dúctiles especiales; pero aún así dejan abiertas la posibilidad de usar otro sistema estructural que garantice el buen comportamiento del edificio ante solicitaciones sísmicas.

4.3 CONEXION EN MARCOS DE CONCRETO, PARA ELEMENTOS PREFABRICADOS - TRABE-COLUMNA.

4.3.1 GENERALIDADES.

Como puede observarse existe bastante información del comportamiento de la conexión trabe-columna en marcos de concreto colados monolíticamente cuando se somete este tipo de marcos a los efectos de un sismo.

En el caso de edificios prefabricados no ocurre así, debido a que el uso de este tipo de construcción en edificios es relativamente reciente.

A pesar de esto, su uso se ha extendido en nuestro país, y no son pocas las edificaciones construidas con este sistema.

4.3.2 DETALLE CONSTRUCTIVO DE LA CONEXION PREFABRICADA.

Se propone a continuación una conexión que se usa en marcos de concreto constituido por elementos prefabricados (ver figuras 4.21, 4.22 y 4.23).

A pesar de no existir estudios relacionados con el comportamiento de esta conexión cuando se somete a efectos sísmicos; si se tienen estudios del comportamiento de cada uno de los miembros que la constituyen, esta información, relacionada con la que existe para estructuras colocadas monolíticamente, debe ser el punto de arranque con el cual se identifique en qué forma interactúan cada uno de los elementos constitutivos de la conexión en condiciones de servicio y bajo el efecto de un sismo.

A continuación se describirán los aspectos particulares que se esperan en el comportamiento de la conexión para elementos prefabricados trabe-columna, cuando se someta a un sismo.

ANCLAJE DEL REFUERZO LONGITUDINAL QUE ATRAVIEZA LA CONEXION.

4.3.3 Es importante cuidar las condiciones de adherencia para el acero longitudinal de las vigas y de la columna, ya que es necesario transferir fuerzas cortantes grandes al concreto en longitudes relativamente pequeñas.

- Es posible que se presenten grietas de flexión y diagonales, las cuales cambian de dirección durante los ciclos de carga y esto provoca deterioro de la adherencia.
- El deterioro de la adherencia causará que la fluencia de las varillas que llegan a la conexión se extienda dentro de la mis

ma, reduciendo así la longitud efectiva de anclaje y dando lugar a una posible falla por este concepto.

RESISTENCIA A CORTANTE EN EL NUCLEO DE LA CONEXION.

4.3.4 El mecanismo básico de resistencia a cortante en el núcleo de la unión involucrará un trabajo de armadura del refuerzo dentro de dicho núcleo y un funcionamiento del concreto como puntales a compresión.

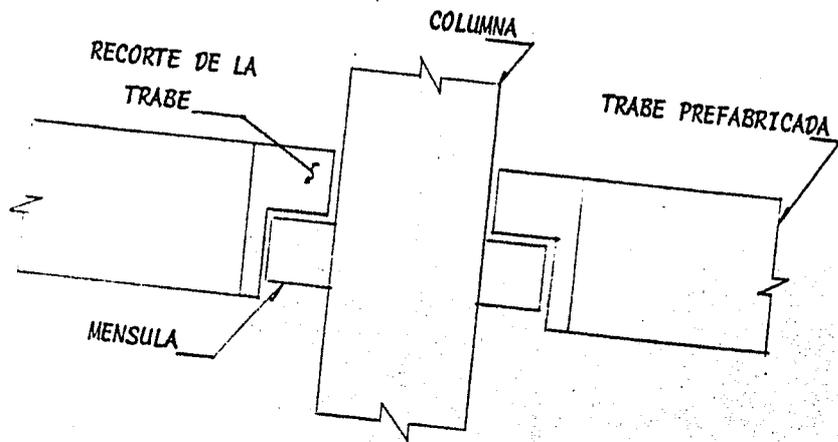
- Debido a que es muy factible que se presenten grietas en todo el peralte de las vigas a paño de la columna, la diagonal en compresión será menos efectiva, a menos que existan cargas axiales significativas.

CONFINAMIENTO DEL NUCLEO CENTRAL.

4.3.5 Si se presentan grietas de tensión en las dos diagonales, de la conexión, se causará un deterioro de la resistencia de la diagonal a compresión.

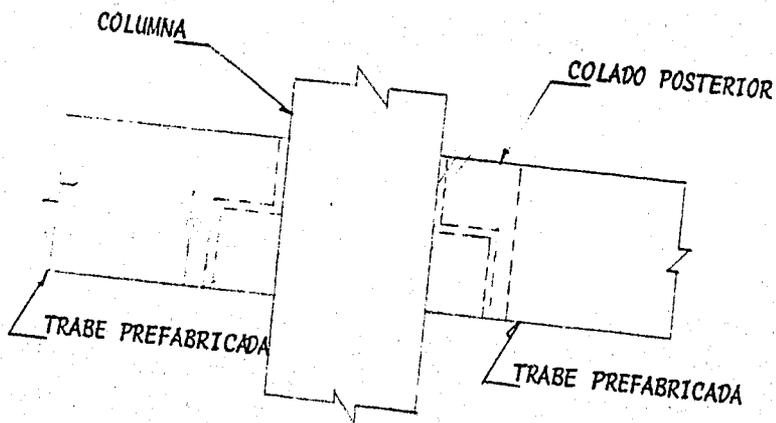
- Debido al deterioro de la resistencia de la diagonal a compresión, las cargas cíclicas causarían una transferencia de fuerza cortante hacia el mecanismo de armadura.
- Este último mecanismo requerirá tanto de acero horizontal como vertical, que puede proporcionarse con estribos horizontales en la columna y con varillas intermedias entre los de esquina.

La validez de las suposiciones anteriores será probada solo mediante pruebas experimentales.



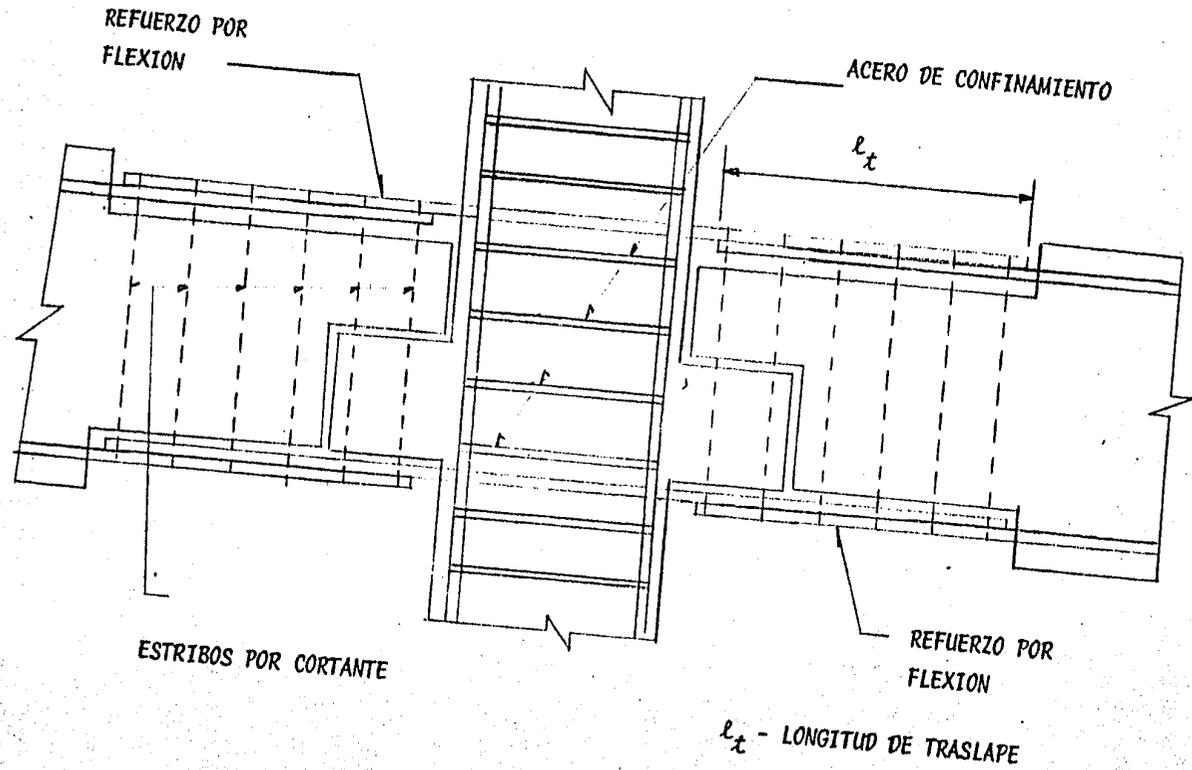
PARTES CONSTITUTIVAS DE UNA CONEXION INTERIOR

FIGURA 4.21



CONEXION YA TERMINADA

FIGURA 4.22



COLOCACION DEL ACERO DE REFUERZO PARA UNA CONEXION
 INTERIOR DE ELEMENTOS PREFABRICADOS

FIGURA 4.23

4.3.6 DISEÑO DEL EXTREMO DE LA VIGA PREFABRICADA.

A) GENERALIDADES.

En el Instituto de Ingeniería de la UNAM se desarrolló un programa experimental sobre el comportamiento del extremo de una viga prefabricada. Uno de los objetivos de este estudio fue, evaluar el procedimiento de diseño del Manual PCI y estudiar el efecto de una fuerza de tensión longitudinal sobre el extremo de la trabe prefabricada, reforzada con los tipos de armados que resultaron más eficientes en la 1er. etapa de ensaye de especímenes.

En la 2a. etapa de ensaye de especímenes, se probaron bajo carga vertical dos especímenes diseñados según el Manual PCI, y los restantes con los armados más eficientes de la etapa 1a. de ensaye de especímenes.

De los especímenes diseñados según el PCI al ensayarse no estaban previamente agrietados. De los ensayes se obtuvo que todos fallaron por tensión diagonal, y que la resistencia concuerda satisfactoriamente con la calculada suponiendo este tipo de falla.

También concuerda bien con la calculada por cortante por fricción debido a que ambas resistencias teóricas son iguales cuando $l_v/d \leq 0.4$. Si los especímenes hubieran estado agrietados al aplicar la carga, es posible que hubieran fallado por cortante por fricción con resistencias semejantes a las teóricas.

En cuanto al refuerzo propuesto por el PCI, debe decirse que -dió lugar a un comportamiento dúctil con mecanismo de falla bien definido, sin fallas prematuras por anclaje o disposición inadecuada del refuerzo.

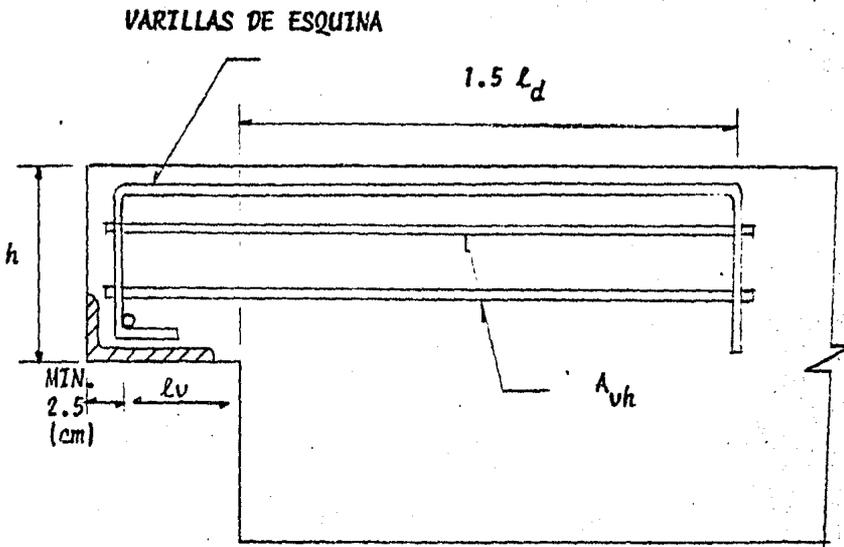
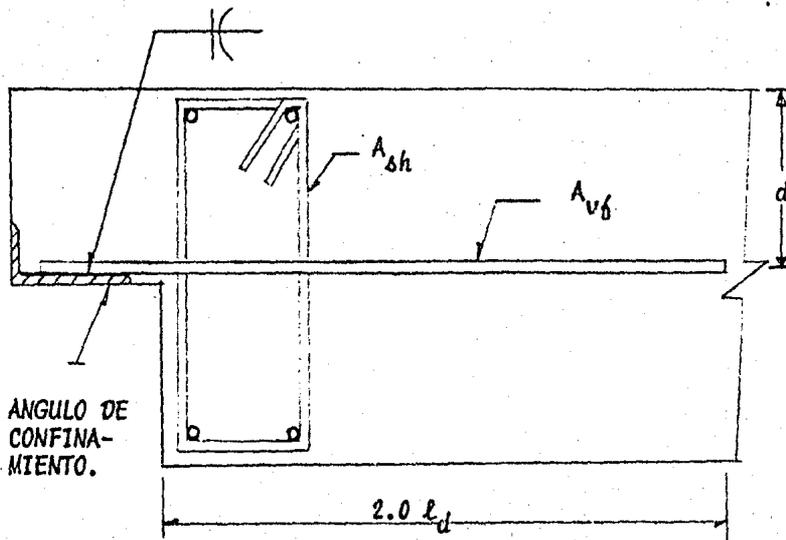


FIGURA 4.25



COLOCACION DEL ACERO DE REFUERZO PARA
EXTREMOS RECORTADOS

FIGURA 4.26

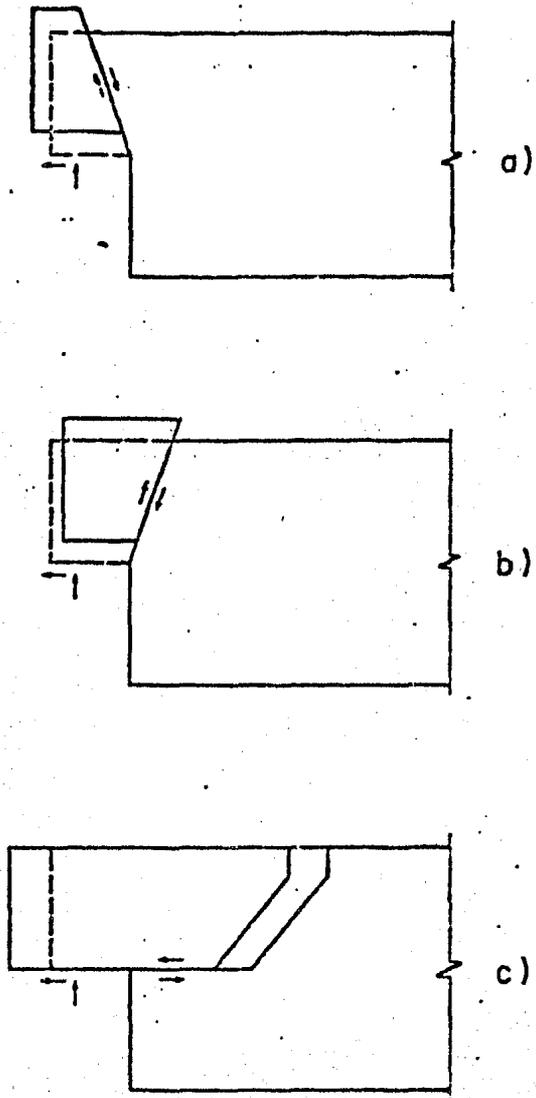


FIGURA 4.24

B) DISEÑO DEL EXTREMO DE LA TRABE PREFABRICADA SEGUN EL MANUAL PCI.

Para evitar las fallas a) ó b) (Fig.4.24), debe suministrarse el refuerzo A_{vf} (Fig.4.26) que se calcula con la fórmula (4.17)

$$A_{vf} = \frac{1}{\phi \delta_{yv}} \left[\frac{V_u}{u} + T_u \right] \quad (4.17)$$

La tensión longitudinal, T_u , se determina por el análisis, y se recomienda no usar un valor menor que $T_u = 0.2 V_u$, a menos que, por medio de un estudio refinado, se justifique un valor menor.

Para evitar la falla c) se debe usar el refuerzo A_{sh} que se calcula como sigue:

$$A_{sh} = \frac{A_{vf} \delta_{yv}}{u \delta_{ys}} \quad (4.18)$$

Esta expresión resulta de igualar la capacidad de la fluencia de refuerzo A_{vf} con la capacidad a esfuerzo cortante del plano horizontal cruzado por A_{sh} . Si ocurre el mecanismo de falla - c), la capacidad de A_{vf} a tensión debe ser algo mayor que la capacidad del plano horizontal a esfuerzo cortante.

Además, deben cumplirse los requisitos siguientes:

- a) El refuerzo A_{vf} se anclará en forma efectiva cerca del extremo de la ménsula, soldándolo a una barra transversal, o a un ángulo.
- b) Debe suministrarse un refuerzo horizontal A_{vh} aproximadamente igual a $0.5 A_{vf}$.
- c) Se supondrá que la reacción vertical actúa a un tercio de la -

dimensión del área de contacto, contado desde el borde exterior de dicha área.

- d) Si no se usa un ángulo, el esfuerzo último de aplastamiento no debe exceder de $0.5 f'_c$.
- d) La relación e/d no debe exceder de 0.40.

C) RECOMENDACIONES DE DISEÑO EN BASE A LAS INVESTIGACIONES REALIZADAS EN EL INSTITUTO DE INGENIERIA DE LA UNAM.

EXTREMO DE LA TRABE SIN PRESFUERZO.

El refuerzo constará de estribos cerrados normales al eje de la viga, de área A_{sv} , situados a no más de $0.5h$ de la esquina entrante, y de barras longitudinales de área A_{sh} , en el lecho inferior de la ménsula. Las barras longitudinales se anclarán en la ménsula por medio de adherencia en una distancia -- igual a la longitud de desarrollo de las barras, incluyendo -- la porción que se dobla en el extremo cuando el tramo recto -- antes del dobléz es al menos el 60 por ciento de L_d ; si el espacio no permite lo anterior, deberán soldarse a una barra -- transversal o a un ángulo de acero. Dentro de la viga, las -- barras longitudinales se prolongarán rectas una longitud no -- menor que el doble de su longitud de desarrollo. El esfuerzo de fluencia del refuerzo no excederá de 4200 Kg/cm^2 .

$$A_{sv} = \frac{V_u - V_{cR}}{F_{Rv} \delta_y} \quad (4.19)$$

donde

$$V_{cR} = 0.2 F_{Rv} b d \sqrt{f'_c} \quad (4.20)$$

Si $\frac{e}{d} < 0.5$, el área A_{sh} se tomará como la mayor de las dos siguientes:

$$A_{sh} = \frac{1}{0.9 d b_y F_{R\delta}} \left[V_u (e+d) + H_u m - F_{R\delta} A_{sv} b_y (d-r_v) \right] \quad (4.21)$$

$$A_{sh} = \frac{1}{F_{Rv} b_y} \left(\frac{V_u}{\lambda} + H_u \right) \quad (4.22)$$

Si $\frac{e}{d} \geq 0.5$, el área A_{sh} será la que se obtenga con la ec. 4.21

En estas expresiones (fig. 4.27):

d peralte efectivo de la ménsula

h peralte total de la ménsula

$$m = 0.9 d + r_h + t$$

$$r_h = h - d$$

e distancia entre la reacción vertical y el paño de la viga

r_v distancia entre el centroide de A_{sv} y el paño de la viga (se puede suponer igual a $0.3d$).

t distancia entre la reacción horizontal y la superficie inferior de la ménsula.

$$= 1.4$$

$$F_{Rv} = 0.8$$

$$F_{R\delta} = 0.9$$

V_u resistencia vertical necesaria

H_u resistencia horizontal necesaria

Las resistencias necesarias V_u y H_u se obtendrán multiplicando los valores de las reacciones vertical y horizontal en condiciones de servicio, por el factor de carga correspondientes, incrementado 30 por ciento. Se supondrá que V_u actúa a un tercio del ancho de la placa de apoyo, medido desde el extremo exterior

de la placa (Fig.4.27). La reacción horizontal no se supondrá menor que el 20 por ciento de la relación vertical, a menos que el análisis justifique un valor menor.

a.1) REFUERZO MAXIMO.

Cuando en la determinación de A_{sh} rija la ec. (4.21), el área A_{sh} no debe ser mayor que

$$\frac{3400}{4200 + \delta_y} \cdot \frac{\delta_c^*}{\delta_y} \cdot bd + \frac{H_u}{\delta_y} \quad (4.23)$$

Cuando rija la ec (4.22), el área A_{sh} no debe ser mayor que

$$\frac{0.2}{\mu} \cdot \frac{\delta_c^*}{\delta_h} \cdot bd + \frac{H_u}{F_{Rv} \delta_y} \quad (4.24)$$

ni que

$$\frac{56}{\mu \delta_y} \cdot bd + \frac{H_u}{F_{Rv} \delta_y} \quad (\text{en Kg/cm}^2) \quad (4.25)$$

a.2) REFUERZO MINIMO

El refuerzo vertical y horizontal serán tales que se cumpla la condición siguiente

$$A_{sh} + A_{sv} \geq \frac{\sqrt{\delta_c^*}}{\delta_y} bd \quad (4.26)$$

a.3) CONTROL DE AGRIETAMIENTO

En elementos protegidos de la intemperia, el agrietamiento en -

condiciones de servicio queda limitado a valores tolerables al diseñar por resistencia. En elementos expuestos a la intemperie, sin que el medio ambiente sea particularmente agresivo, el factor de carga por el cual se multiplican las reacciones en condiciones de servicio no debe ser menor que $0.0005 f'_y$ (f'_y en kg/cm^2). Si el medio ambiente es muy agresivo, deben tomarse precauciones especiales.

4.3.4 EXTREMO DE LA TRABE PREFABRICADA CON PRESFUERZO.

MENSULAS PRESFORZADAS.

Ménsulas presforzadas en extremos de vigas pueden dimensionarse aplicando el procedimiento siguiente:

Además de los tendones de presfuerzo, el refuerzo constará de estribos normales al eje de la viga, de área A_{sv} , situados a no más de $0.5 h$ de la esquina entrante, y de barra longitudinal, de área A_{sh} en el lecho inferior de la ménsula. El esfuerzo de fluencia del refuerzo no excederá de 4200 kg/cm^2 .

El área A_{sv} se calculará como si no hubiera presfuerzo, con la expresión 4.19

$$A_{sv} = \frac{V_u - V_{CR}}{F_{Rv} f_y} \quad (4.27)$$

Se supondrá un valor para A_{sh} (puede considerarse entre un tercio y un medio del área calculada con la Ec. 4.21, como si no hubiera presfuerzo).

Después se calculará la resistencia, V_u , de la ménsula reforzada en esta forma, suponiendo que falla por tensión diagonal.

Para esto, se considerarán varios mecanismos de falla, cada uno definido por una cierta inclinación de la grieta y, con las condiciones de equilibrio, incluyendo la fuerza de presfuerzo, se calculará la resistencia correspondiente a cada mecanismo. La resistencia de la ménsula será la menor de las así calculadas. Si la resistencia obtenida es mayor o igual que la necesaria, se continuará con las etapas siguientes, en caso contrario habrá que suponer otro valor de A_{sh} y repetir el ciclo.

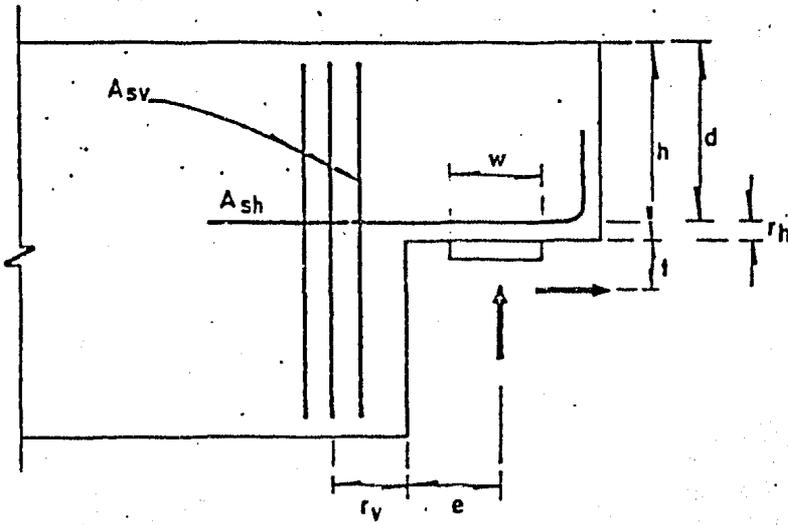
Se revisará que no se exceda el valor admisible de V_c , dado por la expresión (4.20) y se comprobará que la profundidad del eje neutro no exceda de $6000 d / (6000 + f_y / \sin \alpha)$, donde α es el ángulo que forma la grieta con el eje longitudinal de la viga, y f_y (en kg/cm^2) es el esfuerzo de fluencia del acero no presforzado. Si no se cumple alguna de estas dos condiciones, habrá que aumentar la sección de la ménsula.

Finalmente, si la relación e/d no excede de 0.5, se comprobará que la resistencia por cortante por fricción sea mayor o igual que la resistencia necesaria V_u ; es decir, que se cumplan las tres condiciones que siguen:

$$V_u \leq F_{Rv} (A_{sh} f_y + A_{sp} f_{yp}) - H_u \quad (4.28)$$

$$V_u \leq F_{Rv} (0.2 f_c^*) bd \quad (f_c^* \text{ en } \text{kg/cm}^2) \quad (4.29)$$

$$V_u \leq F_{Rv} (56) bd \quad (\text{en } \text{kg/cm}^2) \quad (4.30)$$

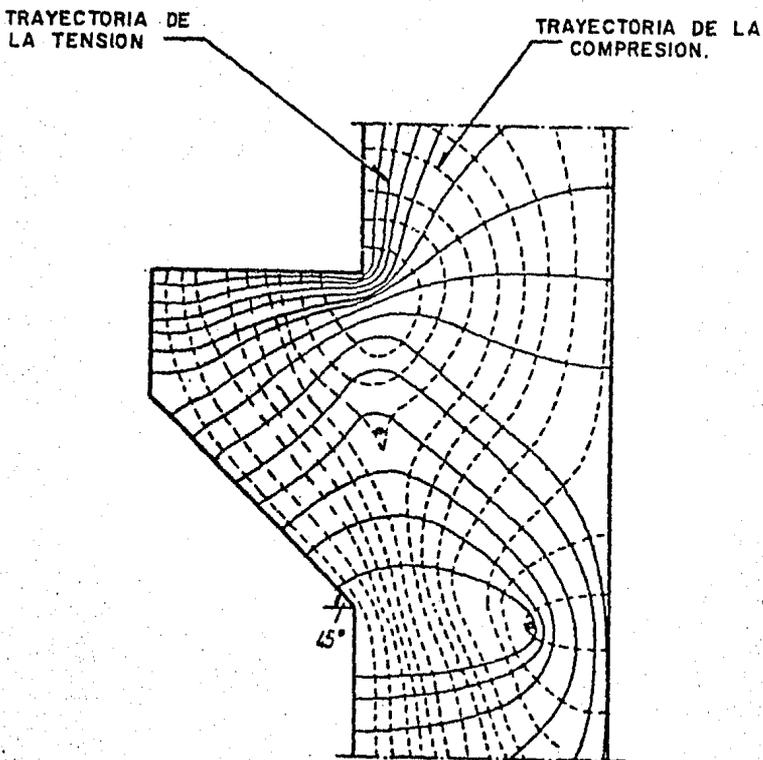


4.27 Cantidades que intervienen en el dimensionamiento

D) MENSULAS DE APOYO.

Las traves prefabricadas se apoyan en ménsulas de concreto, el análisis de elementos finitos suministran las trayectorias de los esfuerzos que se desarrollan en ellas y que describen en forma clara cómo se toma la carga.

En la figura siguiente se representan la distribución de esfuerzos principales en una ménsula trapezoidal y su columna de soporte.



TRAYECTORIAS DE ESFUERZOS EN UNA MENSULA ELASTICA HOMOGENEA.

La evaluación de este estudio reveló la existencia de cuatro condiciones:

- 1.- Los esfuerzos de tensión a lo largo del borde superior son ca si constantes entre el punto de carga y la carga de la columna. Ya que el espaciado de las trayectorias no varía considerablemente, la fuerza total de tensión también es casi constante.
- 2.- La fuerza de compresión a lo largo del borde inclinado de la ménsula también es aproximadamente constante, lo que indica - que se desarrolla un puntal a compresión diagonal.
- 3.- Los esfuerzos inclinados de tensión que se originan del cambio de dirección de la fuerza de compresión son muy pequeños.
- 4.- El perfil de la ménsula tiene poco efecto en el estado de los esfuerzos. En una ménsula rectangular la esquina exterior opues ta al punto de carga está virtualmente libre de esfuerzos.

Estas observaciones indican que a pesar de la complejidad del patrón de esfuerzos, se puede seguir un procedimiento simple de diseño basa do en un mecanismo de arco lineal interno.

Observando la figura siguiente podemos decir que la fuerza cortante vertical es resistida por la componente vertical de la compresión in clinada y no por los esfuerzos cortantes a lo largo de la sección - crítica.

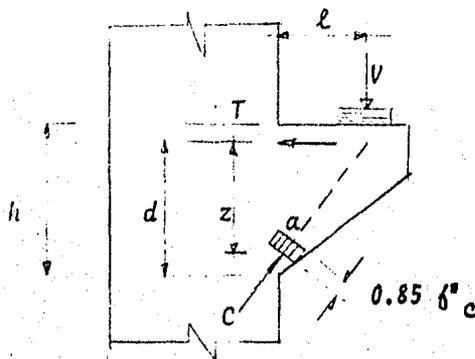


FIGURA 4.29

La obtención del refuerzo a flexión se puede basar en suposiciones conservadoras para asegurar que una ménsula que soporte un miembro estructural primario no se dá antes de que se logre la capacidad máxima del miembro primario, lo que puede lograrse si se provee el acero a flexión requerido, se recomienda que este acero sea colocado en los dos tercios superiores de la ménsula.

En la mayoría de los casos se puede estimar preliminarmente el brazo de palanca interno en:

$$z = 0.85 d$$

La fuerza de compresión inclinada a un ángulo ϕ es:

$$C = \frac{V}{\sin \phi}$$

Además sabemos que:

$$C = 0.85 f'_c ab$$

La fuerza de tensión desarrollada por el acero de refuerzo es:

$$T = C \cos \phi$$

Pero también T es igual a:

$$T = A_s f_y$$

Entonces si:

$$C = \frac{T}{\cos \phi} \quad (4.27)$$

y

$$C = \frac{A_s \delta_y}{\cos \phi} \quad (4.28)$$

Igualando 4.27 con 4.28 y despejando el área de acero tenemos:

$$A_s = \frac{V \cos \phi}{\delta_y \sin \phi} \quad (4.29)$$

Observando la figura 4.29 se tiene que

$$\tan \phi = \frac{z}{l} \quad (4.30)$$

Por lo tanto el área de acero necesaria para resistir la flexión es:

$$A_s = \frac{V l}{\delta_y z} \quad (4.31)$$

El reglamento del ACI y el del Distrito Federal basan su diseño en una versión simplificada de las proposiciones de Kriz y Rathj basados en más de 200 pruebas.

CAPITULO V

" CONEXION DE COLUMNA A ZAPATA DE CIMENTACION "

Cuando las características del suelo lo permiten, es muy común que en edificios prefabricados de concreto, la cimentación se resuelva con zapatos de concreto colados en el sitio.

En las zapatas se deja una "caja" de conexión para recibir a las columnas prefabricadas de concreto, las partes constitutivas de la conexión son las que se muestran en la figura 5.1

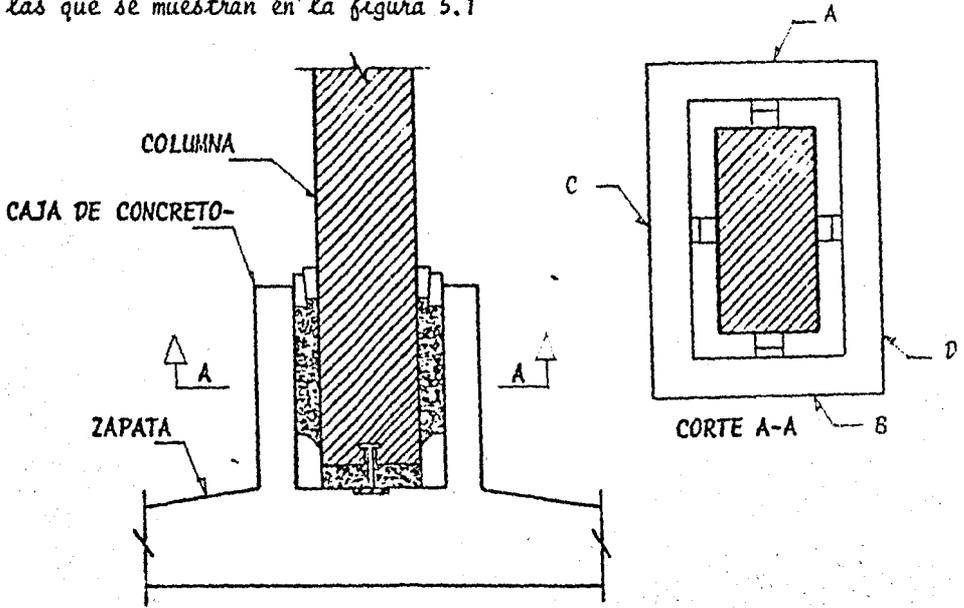


FIGURA 5.1

FIGURA 5.2

Las solicitaciones a las que se ve sometida la conexión son:

- Momento flexionante
- Fuerza cortante
- Carga axial

Es evidente que se debe asegurar la transmisión de las solicitaciones - ya mencionadas de un elemento estructural a otro.

Así la columna transmite todas las acciones a la caja de concreto, -- esta a su vez a la zapata y la zapata al terreno.

El estudio de la conexión se limitará a la interacción entre la columna y la caja de concreto.

Auxiliándose de la figura 5.1. y 5.2. plantearemos las condiciones de análisis.

- Las acciones están en dirección paralela a las caras C y D.
- Las caras A y B son muy rígidas, de tal suerte que no se deforman en su plano cuando la columna se apoya en ellas.
- Las caras A y B tienen la tendencia a separarse de las caras C y D en el contacto de las mismas.
- Se genera un estado de cortante en las caras C y D.
- El mecanismo de cortante es resistido por la acción de fuerzas de adherencia a través de las caras "C", "D" y por medio del desarrollo de un puntal a compresión.

Haciendo el diagrama de cuerpo libre de la columna, la cara "A" y "B" tenemos:

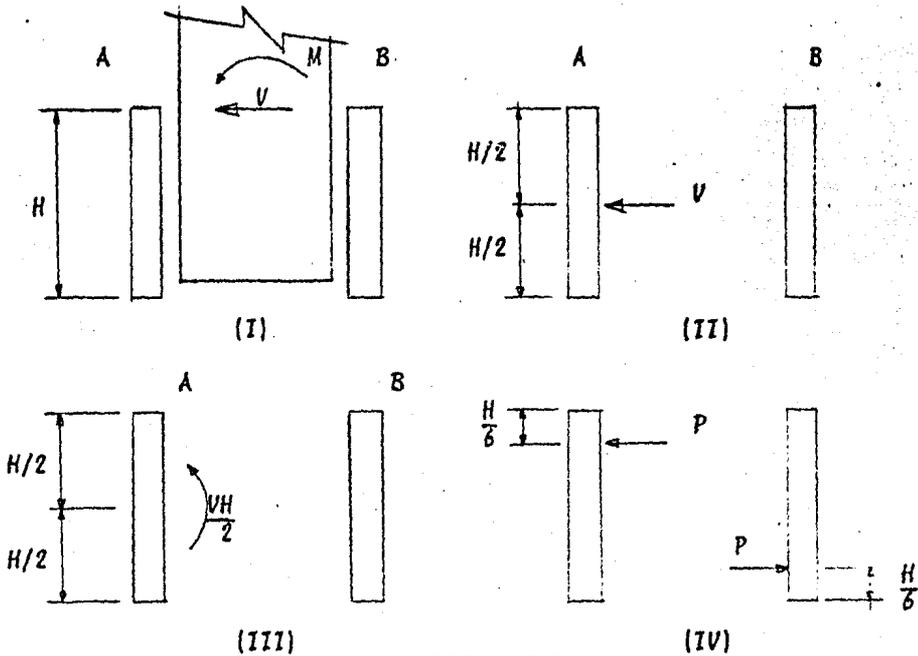


FIGURA 5.3

A partir de los diagramas III y IV obtenemos el momento total actuante sobre las caras en estudio

$$M_T = \frac{M}{2} + \frac{V H}{2} \quad (5.1)$$

El momento total lo suponemos actuando alrededor del eje neutro de la cara "A". De tal forma que los esfuerzos inducidos en esta cara son:

$$\delta = \frac{V}{H b} + \frac{M_T}{I} y \quad (5.2)$$

En donde:

y - ordenada del eje neutro

I - momento de inercia alrededor del eje neutro

$$y = H/2$$

$$I = \frac{b H^3}{12}$$

Simplificando la expresión se tiene:

$$\delta_1 - \delta_2 = \frac{V}{H b} + \frac{6 M + 3 V H}{b H^2} \quad (5.3)$$

La representación esquemática de los diagramas de esfuerzos sobre la cara "A" es la siguiente:

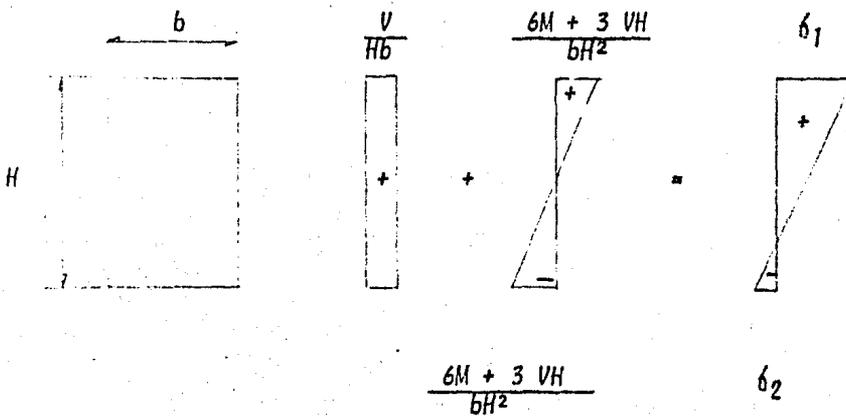


FIGURA 5.4

(+) COMPRESION

(-) TENSION

Por triángulos semejantes obtendremos el valor de F_1 y F_2

Del diagrama de esfuerzos tenemos:

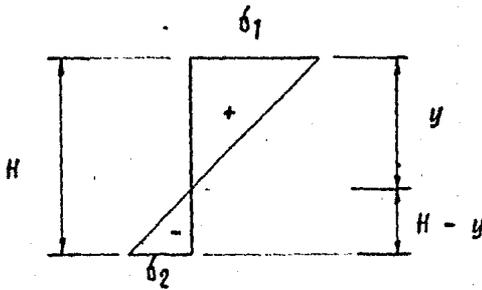


FIGURA 5.5

$$\frac{\delta_1 + \delta_2}{H} = \frac{\delta_1}{y}$$

Despejando "y" que es la profundidad del eje neutro

$$y = \frac{\delta_1 H}{\delta_1 + \delta_2} \quad (5.4)$$

El valor de la fuerza F_1 es el equivalente al volumen de esfuerzos, por lo tanto:

$$F_1 = \frac{\delta_1 y b}{2} \quad (5.5)$$

Del mismo diagrama de esfuerzos se obtiene el valor de F_2

$$F_2 = \frac{\delta_2 (H-y) b}{2} \quad (5.6)$$

F_1 es una fuerza de aplastamiento en la parte superior de la cara "A" - que se traduce en una fuerza de tensión en las caras "C" y "D" .

F_2 es una fuerza de aplastamiento en la parte inferior de la cara "B" - que se transmite como fuerza de tensión en las caras "C" y "D" .

Si aislamos una sección transversal en la unión de las caras A-C-D se tiene:

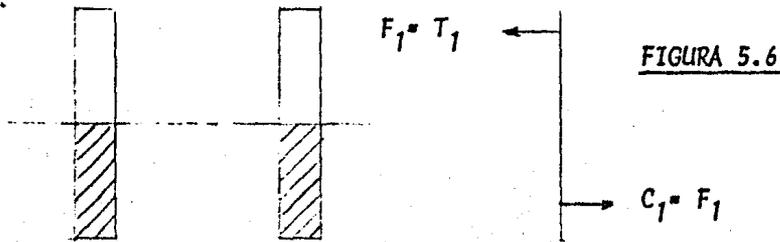


FIGURA 5.6

De la misma forma aislando una sección transversal en la unión de las caras B-C-D tenemos:

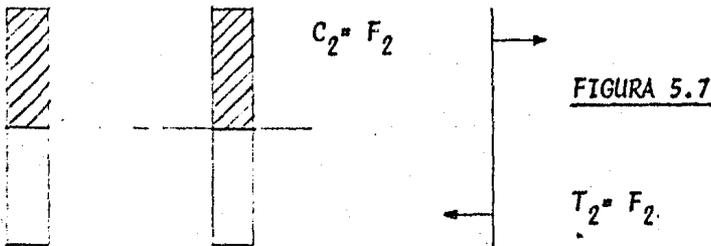


FIGURA 5.7

Sustituyendo la expresión 5.4 en la expresión 5.5 se obtiene:

$$F_1 = \frac{\delta_1^2 H B}{2 (\delta_1 + \delta_2)} \quad (5.7)$$

De igual forma sustituyendo la expresión 5.4 en la expresión 5.6 se obtiene:

$$F_2 = \frac{H \delta_2^2 \cdot b}{2 (\delta_1 + \delta_2)} \quad (5.8)$$

Si observamos los diagramas de la figura 5.5 notamos que la conexión está trabajando en el rango elástico.

En este caso el acero que está a tensión trabaja a niveles de esfuerzo menores al de fluencia.

Por lo tanto si: $T_1 = C_1 = F_1$

Entonces: $As_1 \delta_1 = \frac{\delta_1^2}{2 (\delta_1 + \delta_2)} \frac{H b}{\delta_1}$ (5.9)

De igual forma si: $T_2 = C_2 = F_2$

Entonces: $As_2 \delta_2 = \frac{\delta_2^2}{2 (\delta_1 + \delta_2)} \frac{H b}{\delta_2}$ (5.10)

Un criterio de diseño muy conservador sería limitar el valor del esfuerzo $\delta_1 - 2$ en el acero al siguiente valor:

$$\delta_1 = \delta_2 = 0.5 \delta_y \quad (5.13)$$

Y por lo tanto el área de acero As_1 y As_2 se puede estimar sustituyendo la ecuación 5.13 en ecuaciones 5.9 y 5.10 respectivamente.

$$As_1 = \frac{\delta_1^2}{\delta_y} \frac{H B}{(\delta_1 + \delta_2)} \quad (5.14)$$

$$A_{s2} = \frac{b_2^2}{b_y} \frac{H}{(b_1 + b_2)} \quad (5.1.5)$$

El valor del esfuerzo de fluencia del acero debe ser igual a:

$$F_y = 4200 \quad (\text{Kg/cm}^2)$$

Es aconsejable limitar el esfuerzo de aplastamiento en el contacto de la columna con las caras A y B a:

$$F_p = 0.25 f'_c$$

Para estimar el área de acero vertical usaremos las figuras 5.9 y 5.10

Tenemos que:

$$\cos \theta = \frac{C_{s1}}{C} \quad (5.16)$$

y :

$$T_1 = C_{s1} \operatorname{sen} \theta \quad (5.17)$$

Sustituyendo (5.16) en (5.17) tenemos:

$$T_1 = C_{s1} \tan \theta \quad (5.18)$$

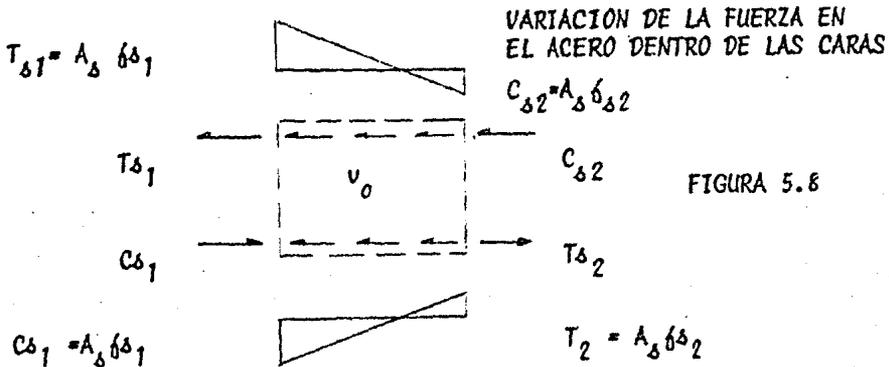
Por lo tanto el área de acero vertical requerida es igual a:

$$A_{s1v} = A_{s1} \tan \theta \quad (5.19)$$

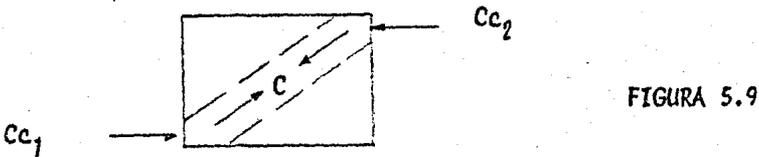
$$A_{s2v} = A_{s2} \tan \theta \quad (5.20)$$

Se recomienda que tanto el acero vertical como el horizontal se distribuya en forma uniforme en las caras C y D.

No debemos olvidar que las fuerzas F_1 y F_2 se deben transmitir a través de las caras C y D como fuerzas de adherencia.

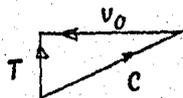


De igual forma las compresiones deben desarrollar un puntal a compresión como se muestra en la siguiente figura:



Con base en las figuras 5.8 y 5.9 se observa la necesidad de suministrar acero vertical en las caras C y D con el propósito de que se equilibren las fuerzas de adherencia y el puntal a compresión.

Por lo tanto se desarrolla un mecanismo de armadura, la figura siguiente muestra este efecto.



* CONCLUSIONES *

- Es necesario considerar todos los factores que intervienen en el diseño y construcción de la conexión, con el objeto de que se logre el compartimiento requerido de todos los elementos que componen a la estructura.
- Es importante que al proponer los detalles del refuerzo en las conexiones y en los elementos que concurren a la misma se cumpla con lo especificado en los reglamentos de construcción.
- La colocación del acero de refuerzo ordinario, los cables de presfuerzo y los ductos, debe hacerse con precisión.
- Es necesario contar con soportes adecuados del refuerzo antes de colar el concreto y estos deben estar asegurados contra desplazamientos, dentro de las tolerancias permisibles.
- Si un proyecto determinado requiere procedimientos especiales de montaje, deberá indicarse la secuencia y los procedimientos en planos de taller.
- No se recomienda que en las conexiones para elementos prefabricados se use soldadura en el acero de refuerzo, ni siquiera temporales, ya que alteran sus propiedades mecánicas (dúctilidad).
- Las tolerancias que se requieren para las conexiones de elementos de concreto prefabricados, son función del tamaño y del tipo de miembro estructural por conectar.
- El proyectista debe considerar el efecto de todas las condiciones de carga que afectan a las conexiones, pero especialmente se debe prestar atención a los efectos de las fuerzas debidas al presfuerzo, al montaje, al flujo plástico, a la contracción, a los cambios de temperatura, a los asentamientos diferenciales de la cimentación y al mismo.

- Se recomienda usar un factor de carga adicional de 1.33 para el diseño de las conexiones de elementos prefabricados de concreto.
- Es recomendable que al diseñar las conexiones, se usen factores de carga y reducción acordes con el criterio de diseño empleado.
- Debido a la naturaleza de la prefabricación, la mayoría de los miembros que deben ser conectados generan el fenómeno de cortante por fricción; para desarrollar este mecanismo es necesario proporcionar acero de refuerzo perpendicular al plano de cortante.
- Con base en el concepto de cortante por fricción se ha desarrollado una expresión para calcular la cantidad de acero de refuerzo que se requiere para resistir este mecanismo, la expresión es:

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi \mu_y u}$$

- Los esfuerzos que se inducen por aplastamiento en el concreto son perjudiciales en el comportamiento de la conexión, la magnitud de este tipo de esfuerzos debe de estar siempre por debajo de lo que permiten los reglamentos de construcción.
- Si se proporcionan amortiguadores de apoyo, es recomendable que se conozcan totalmente las propiedades mecánicas de los mismos, con el objeto de prever el comportamiento de la conexión en condiciones de servicio.
- Si se exceden los esfuerzos permisibles de aplastamiento es muy posible que se genere un mecanismo de cortante por fricción. Por lo tanto, además de limitar la magnitud de los esfuerzos de aplastamiento, es recomendable proporcionar acero de refuerzo en aquellas zonas en las que es probable que se desarrolle el mecanismo de cortante por fricción y evitar con ello una falla de tipo frágil.

- A pesar de que existe poca información de las estructuras prefabricadas de concreto sujetas a solicitaciones sísmicas, se busca que este tipo de estructuras sean seguras y económicas ante solicitaciones de este tipo.
- Los principales sistemas estructurales que se emplean para resistir sismos son: marcos con nudos rígidos continuos con o sin muros de rigidez. Las estructuras prefabricadas de concreto utilizan estos sistemas estructurales, para resistir el efecto del sismo.
- Mientras mayor continuidad tenga un marco prefabricado de concreto, es decir mientras más hiperestático sea, mayor será la posibilidad de absorber energía mediante deformaciones inelásticas, con el consecuente comportamiento aceptable ante un sismo.
- Cuando una estructura sea sujeta a un sismo de alta intensidad, las conexiones deben diseñarse con una resistencia superior a la de los miembros conectados, de tal manera que puedan desarrollar los elementos toda su capacidad con la que fueron diseñados.
- Es importante entender los mecanismos que se desarrollan en las conexiones de estructuras de concreto coladas con el sitio, ya que es muy posible que estas también tengan lugar en las conexiones de elementos prefabricados de concreto.
- Tres aspectos pueden llegar a ser críticos en una conexión viga-columna ante solicitaciones sísmicas:
 - a) El confinamiento del concreto en la zona de unión.
 - b) El anclaje del refuerzo (especialmente en columnas extremas)
 - c) La resistencia a cortante de la conexión.
- Se puede confinar el concreto en la zona de unión de las trabes con la columna, si se proporciona refuerzo transversal (estribos) colocados per

pendicularmente al eje de la columna.

- La falla por anclaje en conexiones extremas ha sido de las más frecuentes. Se recomienda emplear varillas de diámetro pequeño para proporcionar el anclaje al refuerzo longitudinal o bien ensachar la columna.
- En el caso de conexiones extremas, el refuerzo longitudinal debe prolongarse hasta la cara lejana de la columna y tendrá un doblado a 90° , seguido de un tramo recto. La longitud de anclaje se especifica en los reglamentos de construcción.
- La magnitud de fuerzas en la conexión cuando se alcanzan los momentos máximos de las vigas, se evalúa con la siguiente expresión:

$$V_j = (A_{s1} + A_{s2}) f_y + a b f'_c \left(1 - \frac{1.5 h}{l_1 + l_2} \right)$$

- Los conocimientos y la reglamentación del diseño sísmico se han desarrollado en forma importante en años muy recientes, sin embargo su alcance es muy limitado con lo que respecta a las estructuras prefabricadas de concreto.

Es necesario reconocer que las disposiciones del Apéndice "A" del reglamento ACI y los requisitos de dimensionamiento y detalle del Manual para Diseño Sísmico de Edificios, cuando se refieren a Marcos Dúctiles Especiales, estos se componen de miembros de concreto reforzado sujetos a flexión y columnas, con conexiones coladas en el lugar, diseñadas y detalladas para admitir los desplazamientos laterales reversibles después de la formación de la articulación plástica.

Sin embargo estos reglamentos dejan abierta la posibilidad de usar otros sistemas estructurales, (tales como Marcos de concreto formado por elementos prefabricados) en los cuales es necesario demostrar que poseen la capacidad de resistir sismos de baja y media intensidad sin que su -

fra daños excepcionales, y en caso de estar sujeto a un sismo severo, - los elementos estructurales y sus conexiones admitan desplazamientos -- laterales reversibles después de la formación de articulaciones plásticas, que de preferencia deben presentarse en las trabes.

- El comportamiento de cada uno de los elementos que constituyen la - - - conexión para elementos prefabricados trabe-columna que se propone en - este trabajo, han sido estudiados en forma aislada, sin embargo es nece sario señalar que la interacción entre elementos prefabricados y conexión, no es conocida del todo.
- El detalle constructivo que se propone para resolver la conexión de tra be a columna en estructuras prefabricadas, reproduce el monolitismo de la conexión, sin embargo existen aspectos de la misma que deben ser diseñados con todo cuidado, estos aspectos son: anclaje del refuerzo longitudinal que atravieza la conexión, resistencia a cortante en el núcleo, confinamiento del núcleo, extremo de la trabe prefabricada y ménsula de apoyo.
- La longitud de traslape del refuerzo longitudinal de la trabe que atravieza el núcleo de la conexión, debe hacerse teniendo en cuenta que esta zona es de máximos esfuerzos.
- Del estudio realizado del extremo de trabes prefabricadas en el Instituto de Ingeniería de la UNAM se tiene que: el refuerzo propuesto por el PCI da lugar a un comportamiento de falla dúctil con un mecanismo de falla bien definido, sin fallas prematuras por anclaje o disposición inadecuada del refuerzo.
- Deben seguirse las recomendaciones propuestas por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, para el diseño del extremo de la trabe prefabricada.
- Según los estudios realizados en la Universidad de Canterbury de la --

ménsula de apoyo, se observó que se desarrolla un mecanismo de arco lineal interno. La fuerza cortante vertical es resistida por la componente vertical de la compresión inclinada y no por los esfuerzos cortantes a lo largo de la sección crítica.

- La conexión zapata-columna en estructuras prefabricadas de concreto, es ampliamente usada debido a su fácil construcción.
- Se propone el mecanismo básico de resistencia de esta conexión, el cual debe ser probado mediante experiencias en el laboratorio.
- La estimación del acero de refuerzo mediante las ecuaciones (5.14), (5.15), (5.19) y (5.20) es conservadora, ya que se usa un criterio elástico de diseño.

* BIBLIOGRAFIA *

1. *Diseño de conexiones de elementos prefabricados de concreto.*
(Manual PCI)
Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C.
2. *Estructuras de concreto reforzado.*
R. Park y T. Paulay
3. *Requisitos de seguridad y servicio para las estructuras. Título IV del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.*
4. *Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto Normas Técnicas complementarias.*
Instituto de Ingeniería UNAM
5. *Reglamento de las construcciones de concreto reforzado.*
ACI - 77.
6. *Diseño de Estructuras de Acero.*
Bresler, Lin y Scalzi.
7. *Manual de diseño sísmico de edificios. (D-18).*
8. *Investigación experimental desarrollada en el Instituto de Ingeniería de la UNAM.*
Ing. Santiago Loera