



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN

**“APUNTES PARA LA MATERIA DE
ESTRUCTURAS DE CONCRETO”**

TESIS

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

PRESENTA

ISAÍAS PÉREZ GUEL

ASESOR:

ING. KARLA IVONNE GUTÉRREZ VÁZQUEZ





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.

DEDICATORIAS

A MIS PADRES

Para ustedes que siempre han estado a mi lado, y que siempre han confiado en mí, todo este éxito séntanlo suyo porque sin ustedes no se cual hubiera sido mi camino. Gracias papa y mama por hacerme un hombre de bien.

Anastasio Pérez Arellano

Luz María Guel Navarro

A MI ESPOSA

No tengo palabras para agradecer todo lo que has hecho por mí, simplemente eres lo mejor que tengo y espero tenerte junto a mi toda la vida para poder hacerte feliz. TE AMO

María Isabel Santander Mentado

A MIS HIJOS

Gracias por ser una motivación enorme pero no desistir del camino y todo lo que hago es para ustedes.

Brandon Isaías Pérez Santander

Isabella Rubí Pérez Santander

A MIS HERMANAS

Gracias por estar siempre a mi lado apoyando y alentando mis metas, siempre hemos sido muy unidos y eso es lo más valioso que tenemos, y que hay

que conservar por siempre. Las quiero demasiado que no me importara hacer cualquier cosa para que estén bien.

Maritza Pérez Guel

Marisol Pérez Guel

A LA FAMILIA DOMÍNGUEZ GUEL

Ustedes siempre han sido un gran apoyo para mí, yo se que en cualquier momento puedo contar con ustedes y al igual ustedes pueden contar conmigo.

Patricia Guel Navarro

Emiliano Domínguez Chávez

Néstor Domínguez Guel

Diana Domínguez Guel

A MIS SOBRINOS

Ustedes son la nueva generación por lo que tenemos que prepararlos con el ejemplo.

Dulce Abigail Linares Pérez

Kevin Yael Domínguez Guel

Maycol Jamil Borja Domínguez

Andrea Lizet Maqueda Pérez

Jonathan Said Domínguez

A MI TIA ESTHER

Gracias por formar parte de mis éxitos y por regalarme un poco de tu tiempo y cariño.

Esther Muñoz Navarro

A MI AMIGO

Podría llenar muchas hojas hablando de todo lo que representa nuestra amistad, pero lo voy a expresar con calidad y no con cantidad: Te admiro y respeto ya que eres más que mi amigo... mi hermano.

Román Sánchez Alberto

A MI ASESOR

Gracias por guiar mis pasos en la elaboración del presente trabajo de investigación ya que con su ayuda el camino fue aun más sencillo.

Ing. Karla Ivonne Gutiérrez Vásquez

A LA UNAM

Por ser el alma matter en mi educación y formación profesional, brindándome la oportunidad de ser un mejor ser humano.

A LA VIDA

Agradezco a la vida por darme la oportunidad de llegar hasta este punto de mi vida, donde puedo disfrutar de todos los logros que he conseguido en base

de esfuerzo, sudor, lágrimas, alegrías y tristezas. No me queda nada más que seguir adelante ya que el camino que sigue es largo y arduo, pero al final todo vale la pena.

INDICE

APUNTES PARA LA MATERIA DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

	PAG.
INTRODUCCION.....	I
CAPITULO I. CONCEPTOS BASICOS PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO	
1.1 Concreto reforzado (concreto simple y acero de refuerzo).....	2
1.2 Funciones del acero de refuerzo en el concreto reforzado.....	3
1.3 Tensión axial.....	5
1.4 Flexión.....	7
1.5 Esfuerzo cortante.....	8
1.6 Modulo de Poisson.....	9
1.7 Compresión triaxial.....	10
1.8 Modulo de elasticidad (normal y tangente).....	11
1.9 Efectos de los cambios de temperatura.....	12
1.10 Efectos de permanencia de carga y fatiga.....	13
1.11 Flujo plástico.....	15
1.12 Contracción	16

CAPITULO II. COMPORTAMIENTO Y RESISTENCIA DE ELEMETOS DE CONCRETO REFORZADO SUGETOS A: CARGA AXIAL, FLEXION, FLEXO-COMPRESION, FUERZA CORTANTE Y TORCION.

2.1 Comportamiento de columnas cortas y normas para su diseño.....	19
2.2 Introducción, comportamiento y modo de falla de elementos de concreto reforzado sujetos a flexión, tipos de falla, hipótesis generales.....	22
2.3 Comportamiento y modos de falla de elementos sujetos a flexión simple.....	22
2.4 Ductilidad.....	24
2.5 Resistencia de elementos sujetos a flexión simple.....	25
2.6 Hipótesis ACI y reglamento de construcciones del D.F.....	26
2.7 Introducción (espécimen, solicitaciones, etc.).....	27
2.8 Comportamiento y modo de falla de elementos sujetos a flexión y compresión.....	29
2.9 Introducción (cortante directo, y cortante producido por flexión).....	30
2.10 Comportamiento y modos de falla.....	34
2.11 Mecanismos de falla por cortante.....	38
2.12 Sistemas estructurales con efecto de torsión.....	42
2.13 Comportamiento y modo de falla de elementos de concreto simple.....	44
2.14 Resistencia a torsión de elementos de concreto forzado.....	45
2.15 Interacción, torsión, flexión, y torsión cortante.....	47

CAPITULO III. SISTEMAS DE PISO

3.1 Introducción (definición de losa, tipos de solicitaciones clasificación de losas, etc.).....	50
3.2 Comportamiento y modo de falla de losas perimetralmente apoyadas.....	51
3.3 Métodos de análisis y diseño de losas perimetralmente apoyadas.....	53
3.4 Análisis al límite.....	56
3.5 Análisis con la teoría de la elástica.....	59
3.6 Selección del tipo de losas de pisos.....	60

CAPITULO IV. MUROS

4.1 Introducción (muros).....	63
4.2 Tipos de muros estructurales.....	65
4.3 Muros estructurales esbeltos.....	67
4.4 Muros estructurales robustos.....	72

**CAPITULO V. REQUISITOS COMPLEMENTARIOS (ADHERENCIA,
ANCLAJE, AGRIETAMIENTO Y DEFLEXIONES)**

5.1 Introducción (definición de conceptos de adherencia y anclaje).....	77
5.2 Pruebas de anclaje de varillas, pruebas de vigas y pruebas de traslapes de varilla.....	80
5.3 Determinación de longitud de desarrollo.....	85
5.4 Ganchos estándar.....	86
5.5 Adherencia por flexión.....	89
5.6 Traslapes.....	90
5.7 Introducción (clasificación de grietas, aspectos básicos del agrietamiento).....	91
5.8 Mecanismos de agrietamiento.....	94
5.9 Formulas de predicción del agrietamiento.....	97
5.10 Anchos permisibles en grietas.....	100
5.11 Deflexiones bajo cargas de servicio de corta y larga duración.....	101
5.12 Método de cálculo de deflexiones.....	106
Conclusiones.....	109
Anexos.....	111
Bibliografía.....	113

INTRODUCCION

La mayoría de la gente piensa que el concreto se ha estado utilizando durante muchos siglos, pero no es así. En efecto, los romanos utilizaron una especie de cemento, llamado puzolana, antes del nacimiento de Cristo. Encontraron grandes depósitos de ceniza volcánica arenosa cerca del Vesubio y en otros lugares de Italia. Cuando mezclaron este material con cal viva y agua, además de arena y agua, dejando endurecer la mezcla, se produjo una substancia rocosa que utilizaron en la construcción. Se podría pensar que resultaría una especie de concreto relativamente pobre, en comparación con las normas actuales, pero algunas estructuras de concreto romanas siguen en pie hoy en día. Un ejemplo notable es el Partenón, que se encuentra en Roma y fue terminado en el año 126 de nuestra era.

El arte de hacer concreto puzolanico se perdió durante la edad media y no fue resucitado hasta los siglos XVIII y XIX. En Inglaterra se descubrió en 1796 un depósito de piedra natural de cemento que fue vendida como “cemento romano”. Se descubrieron otros depósitos de cemento natural tanto en Europa como en América, que fueron explotados durante varias décadas.

En 1824, Joseph Aspdin, un albañil inglés, después de largos y laboriosos experimentos obtuvo una patente para un cemento que él llamó “cemento portland” debido a que su color era muy similar al de la piedra de una cantera en la isla de Portland en la costa inglesa. Él hizo su cemento con ciertas cantidades de arcilla y piedra caliza que quemó y pulverizó en la estufa de su cocina moliendo después la escoria resultante para obtener un polvo fino. En los primeros años tras su invención, ese cemento se usó principalmente en estucos. Este extraordinario producto fue aceptado poco a poco por la industria de la construcción y fue introducido a los Estados Unidos en 1868; el primer cemento portland fue fabricado en los Estados Unidos en la década de los 70 del siglo pasado.

Los primeros usos del concreto reforzado no son bien conocidos. Muchos de los trabajos iniciales fueron hechos por dos franceses, Lambot y Joseph Monier. Alrededor de 1850, Lambot construyó un bote de concreto reforzado con una serie de alambres o barras paralelas. Sin embargo se le acredita a Monier la

invención del concreto reforzado. En 1867 él recibió una patente para la construcción de receptáculos de concreto reforzado con una malla de alambre de hierro. Su meta al trabajar con este material era obtener un bajo peso sin tener que sacrificar resistencia.

De 1867 a 1881 Monier recibió patentes para la fabricación de durmientes, losas de piso, arcos, puentes peatonales, edificios y otros elementos de concreto reforzado en Francia y en Alemania. Otro francés, Francois Coignet, construyó estructuras simples de concreto reforzado y desarrollo métodos básicos de diseño. En 1861 publicó un libro en el que presentaba un buen número de aplicaciones. Fue la primera persona en darse cuenta que la adición de mucha agua a la mezcla redujo considerablemente la resistencia del concreto.

El concreto y el acero de refuerzo funcionan en conjunto en forma excelente en las estructuras de concreto reforzado. Las ventajas de cada material compensan las desventajas del otro. Por ejemplo, la gran desventaja del concreto es su falta de resistencia a la tensión, pero la resistencia a la tensión es una de las grandes ventajas del acero. Las barras de refuerzo tienen una resistencia a la tensión aproximadamente 100 veces a la del concreto usado.

Los dos materiales se adhieren muy bien entre sí, o sea que no hay deslizamiento entre los dos y por tanto funcionan conjuntamente para resistir las fuerzas. La excelente fusión se debe a la adherencia química entre los dos materiales, a la rugosidad natural de las barras y a la estrecha separación de las corrugaciones laminadas en las superficies de las barras.

CAPITULO I

CONCEPTOS BASICOS PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO.

- 1.1 Concreto reforzado (concreto simple y acero de refuerzo)
- 1.2 Funciones del acero de refuerzo en el concreto reforzado
- 1.3 Tensión axial
- 1.4 Flexión
- 1.5 Esfuerzo cortante
- 1.6 Modulo de Poisson
- 1.7 Compresión triaxial
- 1.8 Modulo de elasticidad normal y tangente
- 1.9 Efectos de los cambios de temperatura
- 1.10 Efectos d permanencia de carga y fatiga
- 1.11 Flujo plástico
- 1.12 Contracción

CAPITULO I

CONCEPTOS BASICOS PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO.

1.1 CONCRETO REFORZADO (CONCRETO SIMPLE Y ACERO DE REFUERZO)

El concreto simple, sin refuerzo, es resistente a la compresión, pero es débil a la tensión, lo que limita su aplicabilidad como material estructural. Para resistir tensiones, se emplea refuerzo de acero, generalmente en forma de barras, colocando en las zonas en las que se prevé que se desarrollarán tensiones bajo las sollicitaciones de servicio. El acero restringe el desarrollo de las grietas originadas por la poca resistencia del concreto a la tensión.

El uso del refuerzo no está restringido a la finalidad anterior. También se emplea en zonas de compresión para aumentar la resistencia del elemento reforzado, para reducir las deformaciones debidas a cargas de larga duración y para proporcionar confinamiento lateral al concreto, lo que indirectamente aumenta su resistencia a la compresión.

La combinación de concreto simple con acero de refuerzo constituye lo que se llama *concreto reforzado*.

El concreto presforzado es una modalidad del concreto reforzado, en la que se crea un estado de esfuerzos de compresión en el concreto antes de la aplicación de las sollicitaciones. De este modo, los esfuerzos de tensión producidos por las sollicitaciones quedan contrarrestados o reducidos. La manera más común de presforzar consiste en tensar el acero de refuerzo y anclarlo.

Para dimensionar estructuras de concreto reforzado es necesario utilizar métodos que permitan combinar el concreto simple y el acero, de tal manera que se aprovechen en forma racional y económica las características especiales de cada uno de ellos.

1.2 FUNCIONES DEL ACERO DE REFUERZO EN EL CONCRETO REFORZADO

El acero para reforzar concreto se utiliza en diferentes formas. La más común es la barra o varilla que se fabrica tanto de acero laminado en caliente como de acero trabajado en frío. En las figuras 1.1 y 1.2 se muestran curvas de ambos tipos de acero, típicas de varillas europeas.

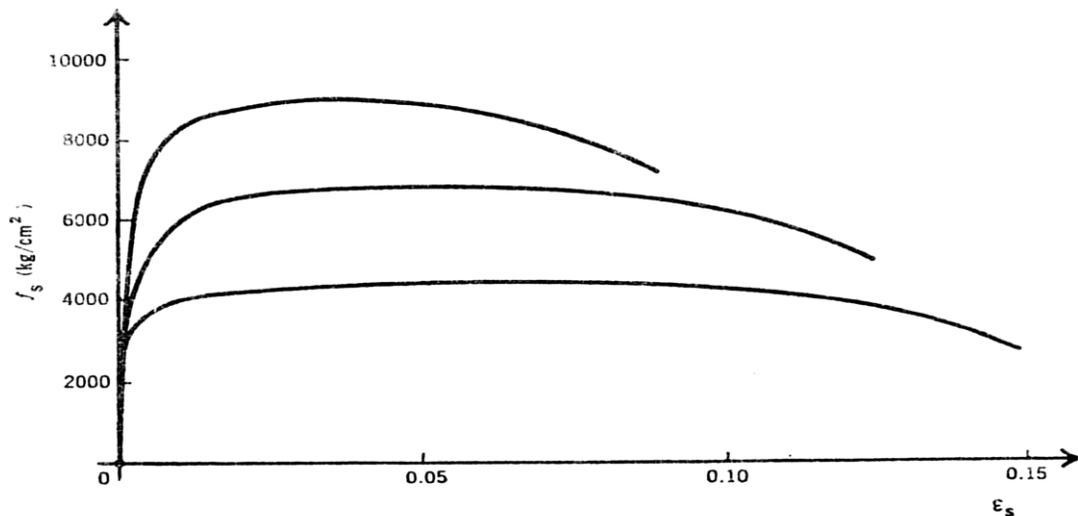


FIGURA 1.1 VARILLAS LAMINADAS EN CALIENTE

Los diámetros usuales de las varillas producidas en México varían de $\frac{1}{4}$ " a $1\frac{1}{2}$ ". En otros países se usan diámetros aun mayores. Todas las varillas con excepción del alambrcn de $\frac{1}{4}$ ", tienen corrugaciones en la superficie para mejorar su adherencia al concreto. En la tabla 1.1 se proporcionan datos sobre las principales características de acero de refuerzo, así como la nomenclatura usada para identificarlas.

Generalmente el tipo de acero se caracteriza por el límite o esfuerzo de fluencia. Este límite se aprecia claramente en las curvas esfuerzo-deformación de varillas laminadas en caliente, como se ve en la figura 1.1, el acero trabajado en frío no tiene un límite de fluencia bien definido (Figura 1.2). En este caso, el límite de la fluencia suele definirse trazando una paralela a la parte recta de la curva

esfuerzo-deformación desde un valor de la deformación unitaria de 0.002; la intersección de esta paralela con la curva define el límite de fluencia.

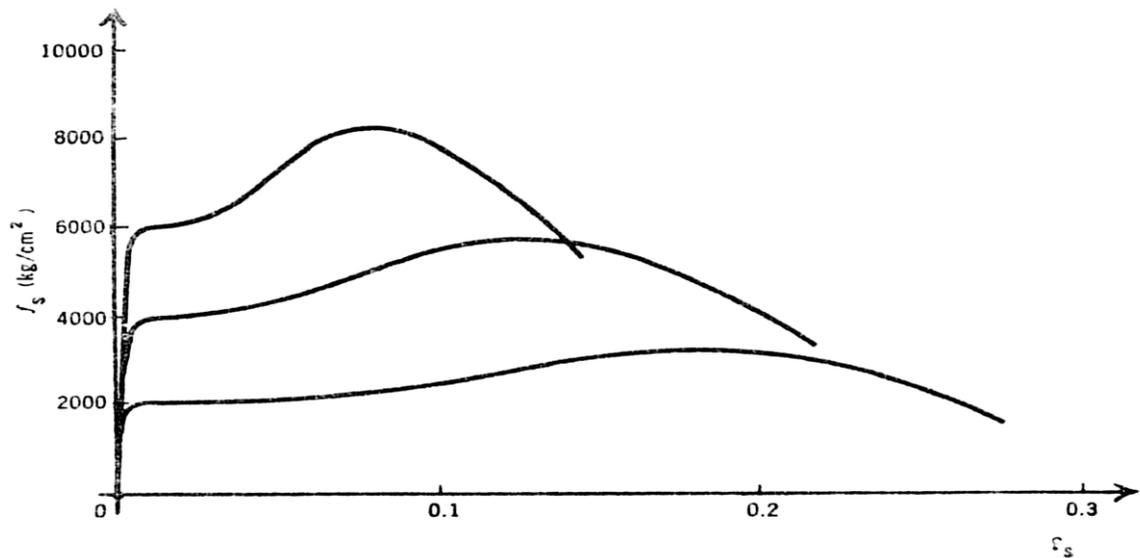


FIGURA 1.2 VARILLAS LAMINADAS EN FRIO

En México se cuenta con una variedad relativamente grande de aceros de refuerzo. Las varillas laminadas en caliente pueden obtenerse con límites de fluencia desde 2,300 hasta 4,200 Kg/cm^2 . El acero trabajado en frío alcanza límites de fluencia de 4,000 a 6,000 Kg/cm^2 .

TABLA 1.1 Diámetros, Pesos, Areas y Perímetros de Varillas					
Varilla Num.	Diámetro		Peso	Area	Perímetro
	Plg	mm	kg /m	cm ²	cm
2	1/4	6.3	0.248	0.32	1.99
2.5	5/16	7.9	0.384	0.49	2.48
3	3/8	9.5	0.566	0.71	2.98
4	1/2	12.7	0.994	1.27	3.99
5	5/8	15.9	1.552	1.98	5
6	3/4	19	2.235	2.85	6
7	7/8	21.2	3.042	3.88	6.97
8	1	25.4	3.973	5.07	7.98
9	11/8	28.6	5.033	6.42	8.99
10	11/4	31.8	6.225	7.94	9.99
12	11/2	38.1	8.938	11.4	11.97

COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO SIMPLE

1.3 TENSION AXIAL (PRUEBA DIRECTA Y BRASILEÑA)

Es difícil encontrar una manera sencilla y reproducible de determinar la resistencia a tensión uniaxial. Siendo el concreto bajo esta condición un material frágil, es necesario que la sección transversal del espécimen varíe gradualmente, para evitar fallas prematuras debidas a concentraciones de esfuerzos. La curva esfuerzo-deformación del concreto en tensión representada en la figura 1.3 se obtuvo ensayando un espécimen de sección rectangular variable a lo largo del mismo. Para fijarlo en la máquina de ensaye, se utilizaron placas pegadas con resina a los extremos del espécimen, las que a su vez fueron atornilladas a la maquina.

Este tipo de ensaye requiere mucho cuidado para lograr resultados dignos de confianza. Para concreto en tensión axial; tanto las resistencias como las deformaciones correspondientes son aproximadamente del orden de una decima parte de los valores respectivos en compresión axial.

Sin embargo la relación no es lineal para toda la escala de resistencia.

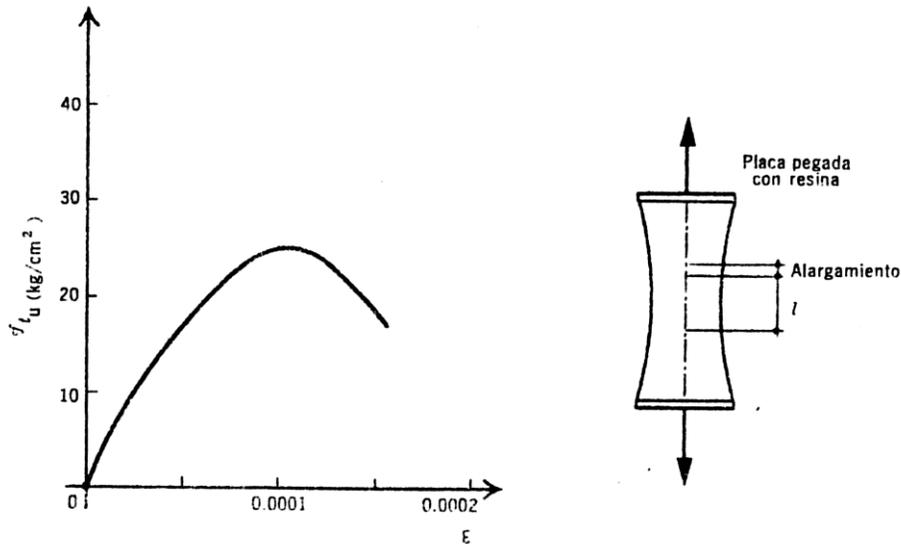


FIGURA 1.3 CURVA ESFUERZO-DEFORMACION DEL CONCRETO A TENSION

En 1948, Lobo Carneiro en Brasil y casi simultáneamente Akazawa en Japón idearon un procedimiento de ensaye indirecto en tensión, que se conoce como el ensaye brasileño. En esencia consiste en someter un cilindro a compresión lineal diametral, como se muestra en la figura 1.4. La carga se aplica a través de un material relativamente suave, como triplay o corcho. Si el material fuera perfectamente elástico, se originarían esfuerzos de tensión uniforme distribuidos en la mayor parte del plano diametral de carga, como se muestra en la figura 1.4.

En realidad el concreto no es elástico y, además, la resistencia en tensión que se mide no es la resistencia en tensión uniaxial como la que se obtendría en el ensaye mostrado en la figura 1.3. Sin embargo lo que se pretende es

tener una medida de la resistencia de concreto a la tensión por medio de un ensaye fácil y reproducible por muchos operadores en distintas regiones. Esto se logra satisfactoriamente con el ensaye brasileño.

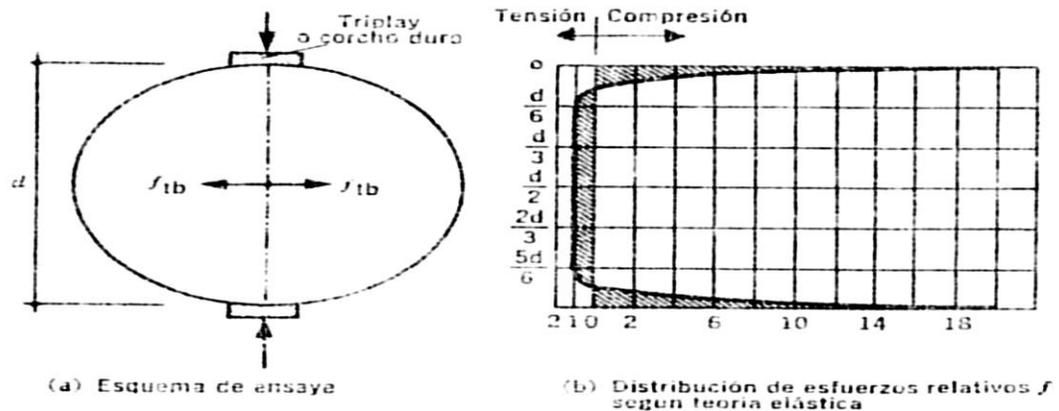


FIGURA 1.4 ENSAYE BRASILEÑO

1.4 FLEXION (MODULO DE ROTURA)

Para algunas aplicaciones, tales como pavimentos de concreto, es necesario conocer aproximadamente la resistencia a la flexión del concreto simple. Esta se determina frecuentemente ensayando un prisma de concreto libremente apoyado, sujeto a una o dos cargas concentradas. La falla es brusca con una grieta única que fractura el espécimen.

El esfuerzo teórico de tensión en la fibra interior correspondiente a la rotura se calcula mediante la expresión:

$$f_r = \frac{Mc}{I}$$

En la que f_r es el modulo de rotura, M es el momento flexionante correspondiente a la carga máxima aplicada, c es el medio peralte, e I es el momento de inercia en la sección transversal del prisma.

Al aplicar la fórmula anterior se supone que el concreto es elástico hasta la rotura, hipótesis que, como será indicado, no es correcta para la escala de carga. Esta prueba proporciona una medida de la resistencia de concreto a flexión, o más bien, a la tensión debida a flexión. Normalmente el módulo de rotura es mayor que la resistencia a la tensión obtenida del ensayo brasileño.

Se ha observado que el esfuerzo máximo de rotura en flexión depende, entre otras variables, de la resistencia a la compresión, de la relación de peralte a claro y de las condiciones de curado. Debido a que la medición de deformaciones es difícil de realizar, no existen muchos datos experimentales sobre las características esfuerzo-deformación de prismas sujetos a flexión simple.

El módulo de rotura como medida de la resistencia a la tensión, tiene varias desventajas. La principal es que el punto de tensión máxima se presenta en la superficie externa del espécimen, que está sujeta en forma importante a esfuerzos de contracción originados por cambios en el ambiente. Por esta razón, la dispersión de datos de ensayos de módulo de rotura es mayor que la dispersión obtenida en el ensayo brasileño, lo que a su vez es mayor que la dispersión de datos de pruebas en compresión.

1.5 ESFUERZO CORTANTE

La determinación de la resistencia del concreto simple a un estado de esfuerzo cortante puro no tiene mucha importancia práctica, por que dicho estado implica siempre la presencia de tensiones principales de la misma magnitud que el esfuerzo cortante, las cuales originan la falla cuando el elemento podrían aun soportar esfuerzos cortantes mayores. Algunos procedimientos indirectos indican que la resistencia al esfuerzo cortante es del orden del 20 % de la resistencia a la compresión.

1.6 MODULO DE POISSON

Siempre que un cuerpo se somete a la acción de una fuerza, se deformará en la dirección de la fuerza. Sin embargo, siempre que se producen deformaciones en la dirección de la fuerza aplicada, también se producen deformaciones laterales. La Fig. 5a y 5b muestra la deformación total de un cuerpo durante la carga.

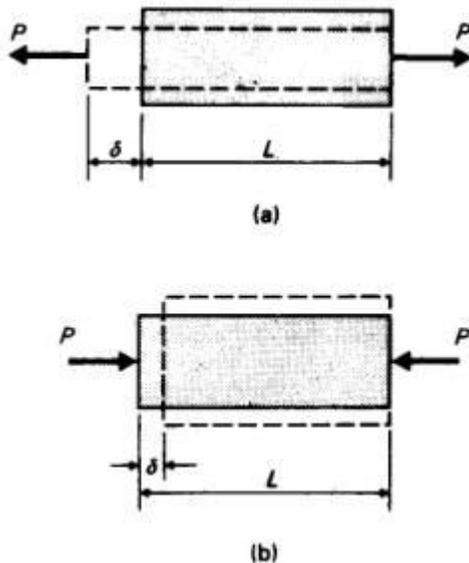


FIGURA 1.5 MODULO DE POISSON

Las deformaciones laterales que se producen tienen una relación constante con las deformaciones axiales. Mientras que el material se mantenga dentro del rango elástico de esfuerzos, esta relación es constante:

$$\mu = \frac{\text{deformación lateral}}{\text{deformación axial}}$$

El término μ se llama módulo de Poisson, en honor de S.D. Poisson, quien expresó este concepto en 1828. En general, el valor de μ para la mayoría de los materiales está comprendido entre 0.25 y 0.35. El módulo de Poisson para el acero estructural es aproximadamente 0.25. Aunque las deformaciones laterales se producen en todos los cuerpos sometidos a esfuerzos,

generalmente no afectan los esfuerzos longitudinales. La única excepción se presenta cuando se impide que se efectúe libremente el movimiento lateral.

1.7 COMPRESION TRIAXIAL

Los ensayos efectuados en cilindros de concreto bajo compresión triaxial muestran que la resistencia y la deformación unitaria correspondiente crecen al aumentar la presión lateral de confinamiento.

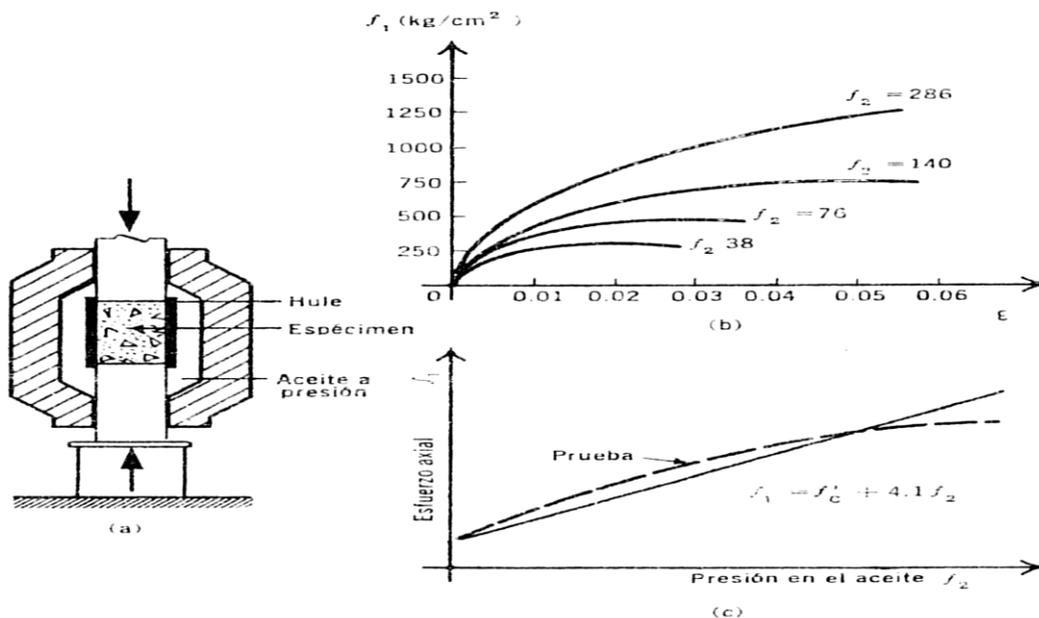


FIGURA 1.6 COMPRESION TRIAXIAL

En estos ensayos, el estado triaxial de esfuerzos se crea rodeando el espécimen de aceite a cierta presión y aplicando una carga axial hasta la falla mediante dispositivos como el ilustrado esquemáticamente en la figura 1.6a.

En la figura 1.6b se representan curvas esfuerzo-deformación obtenidas de los ensayos realizados por Brandtzaeg.

Corresponden a distintas presiones de confinamiento lateral, desde 38 hasta 286 kg/cm². Se puede observar que el incremento de la resistencia es

función directa del incremento de la presión de confinamiento. Compresiones de confinamiento adecuadas pueden obtenerse resistencias de más de 1000 kg/cm^2 .

El efecto de la presión lateral sobre la resistencia se ilustra en la figura 1.6c, donde se presenta una grafica del esfuerzo axial f_1 , necesario para producir la falla en el cilindro, contra la presión lateral, f_2 . Los resultados obtenidos de los ensayos pueden representarse, aproximadamente, por medio de la expresión $f_1 = f'_c + 4.1 f_2$.

Donde f'_c es la resistencia en compresión axial de un cilindro sin presión confinante. Es evidente que el efecto de confinamiento es muy importante, basta que se aplique una compresión lateral igual a la cuarta parte de la resistencia uniaxial para que esta se duplique.

Debe notarse también el incremento notable en el valor de la deformación unitaria, correspondiente a la resistencia al incrementar la presión de confinamiento; con una presión de 38 kg/cm^2 , la deformación unitaria correspondiente a la carga máxima aumenta 10 veces respecto a la de un cilindro sin confinar.

1.8 MODULO DE ELASTICIDAD (NORMAL Y TANGENTE)

Para estimar deformaciones debidas a cargas de corta duración, donde se puede admitir un comportamiento elástico sin errores importantes, es necesario definir un valor del modulo de elasticidad. Del estudio de las curvas esfuerzo-deformación mostradas resulta obvio que el concepto convencional de modulo de elasticidad no tiene sentido en concreto. Por lo tanto, es necesario recurrir a definiciones arbitrarias, basadas en consideraciones empíricas. Así, se puede definir el modulo tangente inicial o tangente a un punto determinado de la curva esfuerzo-deformación y el modulo secante entre dos puntos de la misma. Para tomar en cuenta los efectos de cargas de larga duración en una forma simple, se utilizan a veces módulos elásticos menores que los correspondientes a las definiciones mencionadas anteriormente. El modulo secante se usa en ensayos de laboratorio para definir la deformabilidad de un concreto dado.

Se ha observado, después de varios ciclos de carga y descarga a fuerzas relativamente pequeños la relación esfuerzo-deformación tiene a convertirse a una relación prácticamente lineal. Como es difícil determinar el modulo tangente inicial de una manera reproducible, se recurre a veces a aplicaciones previas de cargas y descarga, con objeto de rectificar la curva esfuerzo-deformación, y se considera la pendiente de la curva así obtenida como el modulo de elasticidad.

El modulo de elasticidad es función principalmente de la resistencia de concreto y de su peso volumétrico. El reglamento de construcciones del D.F. propone la ecuación.

$$E_c = 10,000 \sqrt{f'_c}$$

Que es aplicable únicamente en concretos fabricados con agregados típicos de la ciudad de México.

1.9 EFECTOS DE LOS CAMBIOS DE TEMPERTURA

El concreto está sometido a cambios volumétricos por temperatura. Se han determinado algunos coeficientes de expansión térmica que oscilan entre 0.000007 y 0.000011 de deformación unitaria por grado centígrado de cambio de temperatura. Los valores anteriores corresponde a concreto de peso volumétrico normal (del orden de 2.2 ton/m³). Para concretos fabricados con agregados ligeros los coeficientes pueden ser muy distintos de los mencionados.

1.10 EFECTO DE LA PERMANENCIA DE CARGA Y FATIGA

Es importante conocer el porcentaje de la resistencia que puede soportar una pieza de concreto en compresión sin fallar, cuando la carga se mantiene indefinidamente.

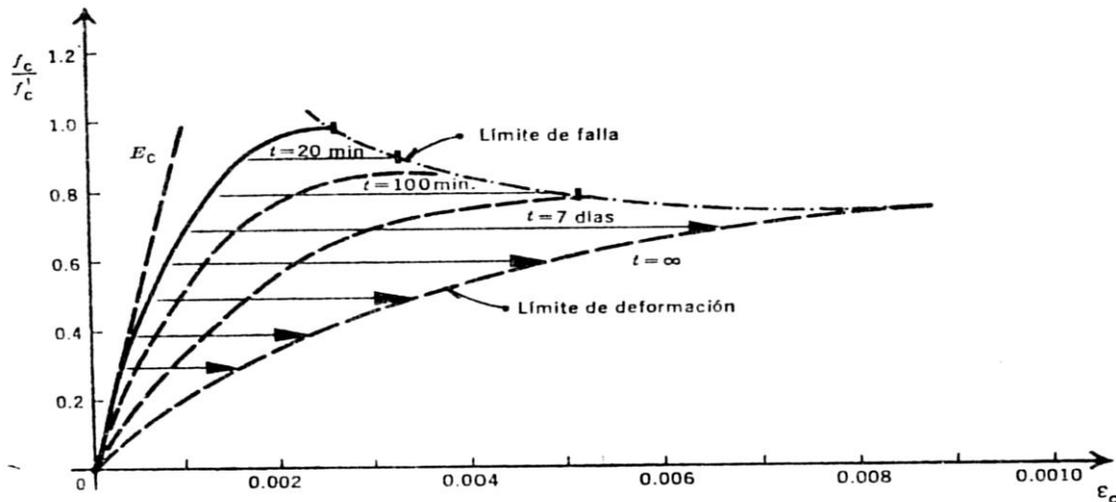


FIGURA 1.7 EFECTO DE LA PERMANENCIA DE CARGA

En la figura 1.7 se muestra el efecto de la permanencia de una carga según los ensayos de Rüsçh. En el eje horizontal se representan deformaciones unitarias, en el eje vertical valores relativos, f_c / f'_c , de los esfuerzos aplicados con respecto a la resistencia en una prueba de corta duración (20 minutos aproximadamente).

Se presentan curvas esfuerzo deformación obtenida de especímenes sujetos a distintas velocidades de deformación, con lo que se produjeron fallas a diferentes edades. La línea de trazo continuo corresponde a un espécimen en el que la falla se produjo en 20 minutos. De la misma manera, las curvas de especímenes llevados a la falla en 100 minutos y 7 días se representan con trazo discontinuo.

Se muestran además dos envolventes, la inferior llamada límite de deformación y la superior límite de falla. La primera muestra las deformaciones máximas que se obtienen al aplicar indefinidamente distintos porcentajes de la resistencia,

inferiores a un cierto valor crítico. La segunda envolvente indica las deformaciones a la falla, correspondiente a porcentajes de cargas superiores al valor crítico. La intersección entre estas dos envolventes indica teóricamente el porcentaje de la resistencia por debajo del cual el espécimen puede soportar la carga indefinidamente.

En la figura 1.7 puede observarse que si se carga un espécimen al 80% de su resistencia de corta duración, se producirá la falla eventualmente a una deformación del orden de 0.0055. En cambio, si se le sujeta al 40% de su resistencia de corta duración, el espécimen sufrirá una deformación del orden de 0.0025 después de un tiempo muy largo y mantendrá su carga indefinidamente.

Se puede decir, con cierto grado de seguridad que el concreto puede tomar indefinidamente, sin fallar cargas hasta del 60% de su capacidad. Cargas mayores que el 70% y 80%, aplicadas de modo permanente, provocan la falla eventual del espécimen.

Cuando un elemento falla, después de un número muy grande de repeticiones de carga, se dice que ha fallado en fatiga. Ese tipo de sollicitación tiene importancia práctica, ya que elementos como vigas de puente, durmientes de ferrocarril, o cimentaciones de maquinaria están sujetos a muchas repeticiones de carga.

Cuando a un elemento de concreto se le aplican compresiones del orden de la mitad de su resistencia a estática, falla después de aproximadamente diez millones de repeticiones de carga. Se ha encontrado también que si la carga se aplica intercalando periodos de reposo, el número de ciclos necesarios para producir la falla aumenta considerablemente.

Los estudios experimentales se han hecho aplicando los ciclos de carga y descarga a velocidades bastantes más rápidas que las que se presentan en la práctica y, por lo tanto, sus resultados en general son conservadores.

Se puede estimar que el concreto simple en compresión, toma diez millones o mas repeticiones de carga al 50% de su resistencia estática. En flexión el mismo número de aplicaciones puede alcanzarse en ciclos de carga y descarga con valor máximo de orden de 33-50 por ciento de su resistencia estática. Se han hecho estudios limitados de fatiga en torsión, que tienen un interés práctico menor.

1.11 FLUJO PLASTICO

El flujo plástico es un fenómeno relacionado con la aplicación de una carga. Se trata esencialmente de un fenómeno de deformación bajo carga continua, debido a un reacomodo interno de las partículas que ocurren al mismo tiempo que la hidratación del cemento.

Las deformaciones por flujo plástico son proporcionales al nivel de carga hasta niveles del orden del 50 % de la resistencia. Para niveles mayores la relación no es ya proporcional.

Como el flujo plástico se debe en gran parte a deformaciones de la pasta de cemento, la cantidad de esta por unidad de volumen es una variable importante.

En la figura 1.8 se observa que la deformación debida al flujo plástico aumenta con la duración de la carga. También se ha observado, para un mismo nivel de carga, las deformaciones se disminuyen al aumentar la edad a que esta se aplica.

Otros factores que afectan a las deformaciones por flujo plástico son las propiedades de los materiales constituyentes del concreto, las proporciones de la mezcla y la humedad del ambiente.

Es interesante mencionar, como el flujo plástico aumenta con el nivel de carga, este fenómeno tiende a aliviar las zonas de máximo esfuerzo y, por lo tanto, a uniformizar los esfuerzos en un elemento.

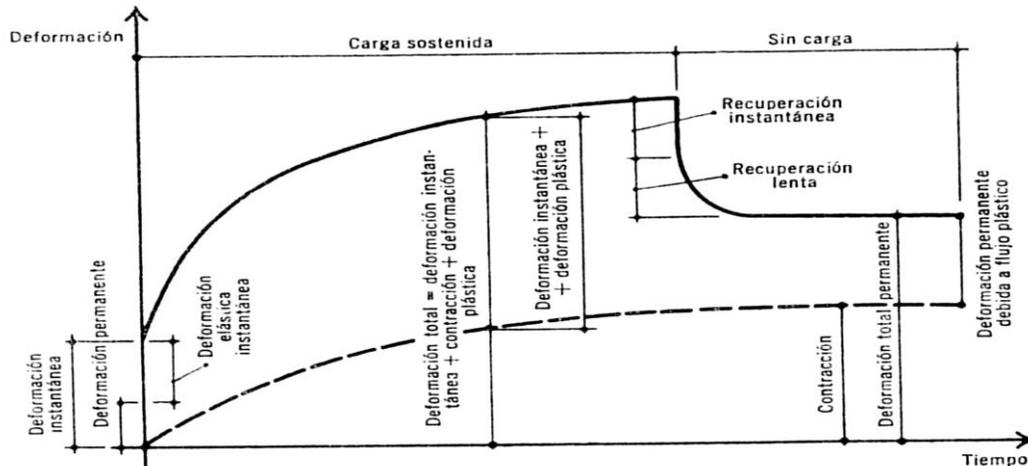


FIGURA 1.8 DEFORMACION DEBIDA A FLUJO PLASTICO

1.12 CONTRACCION

Las deformaciones por contracción se deben esencialmente a cambios en el contenido de agua del concreto a lo largo del tiempo. El agua de la mezcla se va evaporando e hidrata el cemento. Este produce cambios volumétricos en la estructura interna del concreto, que a su vez producen deformaciones.

Los factores que más afectan a su contracción son la cantidad original de agua en la mezcla y las condiciones ambiente especialmente a edades tempranas. Como generalmente un concreto de alta resistencia tiene menos agua que otros de baja resistencia el primero se contraerá menos que el segundo. Así mismo, un concreto en un ambiente húmedo se contraerá menos que en ambiente seco.

Para la misma relación agua/cemento la contracción varía con la cantidad de pasta por unidad de volumen, una mezcla rica en pasta (cemento más agua) se contraerá más que otra pobre.

La contracción tiende a producir esfuerzos debidos a las restricciones al libre desplazamiento del cemento que existen en general en la realidad. Si el concreto pudiera encogerse libremente, la contracción no produciría ni esfuerzos, ni grietas.

Si el curado inicial del concreto se hace muy cuidadosamente disminuirá el efecto de la contracción. Se puede estimar que las deformaciones unitarias debidas a contracción varían entre 0.0002 y 0.0010. Normalmente, la mayor parte de la deformación por contracción ocurre en los primeros meses.

CAPITULO II

COMPORTAMIENTO Y RESISTENCIA DE ELEMENTOS DE

COMPORTAMIENTO Y RESISTENCIA DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO SUJETO A: CARGA AXIAL, FLEXION, FLEXO-COMPRESION, FUERZA CORTANTE Y TORSION

- 2.1 Comportamiento de columnas cortas y normas para su diseño.
- 2.2 Introducción, comportamiento y modo de falla de elementos de concreto reforzado sujetos a flexión, tipos de falla, hipótesis generales.
- 2.3 Comportamiento y modos de falla de elementos sujetos a flexión simple.
- 2.4 Ductilidad.
- 2.5 Resistencia de elementos sujetos a flexión simple.
- 2.6 Hipótesis ACI y reglamento de construcciones del D.F.
- 2.7 Introducción (espécimen, solicitaciones, etc.)
- 2.8 Comportamiento y modo de falla de elementos sujetos a flexión y compresión.
- 2.9 Introducción (cortante directo, y cortante producido por flexión)
- 2.10 Comportamiento y modos de falla.
- 2.11 Mecanismos de falla por cortante.
- 2.12 Sistemas estructurales con efecto de torsión.
- 2.13 Comportamiento y modo de falla de elementos de concreto simple.
- 2.14 Resistencia a torsión de elementos de concreto reforzado.
- 2.15 Interacción, torsión, flexión, y torsión cortante.

CAPITULO II

COMPORTAMIENTO Y RESISTENCIA DE ELEMENTOS DE CONCRETO FEFORZADO SUJETO A: CARGA AXIAL, FLEXION, FLEXO-COMPRESION, FUERZA CORTANTE Y TORSION

CARGA AXIAL

2.1 COMPORTAMIENTO DE COLUMNAS CORTAS Y NORMAS PARA SU DISEÑO

En la figura 2.1 se presentan curvas carga-deformación unitaria para tres tipos de concreto sujetos a compresión axial. Las curvas son típicas de las que se obtienen de ensayos de columnas relativamente cortas. Si las columnas fueran muy esbeltas, la resistencia estaría afectada en forma importante por los esfuerzos de la deflexión lateral debida a excentricidades accidentales en la aplicación de la carga.

La curva A, correspondiente a un espécimen de concreto simple, representan la característica carga-deformación de una columna con relación de esbeltez mayor que 2 pero menor que 10 y 12. Como en el caso de cilindros de control, la carga máxima se alcanza cuando se llega a una deformación unitaria del orden de 0.002.

La resistencia de un elemento de concreto simple sujeto a compresión axial puede estimarse como el producto del 85 por ciento del esfuerzo medido en un cilindro de control (f'_c), ensayado en las mismas condiciones por el área de la sección transversal del elemento. Este factor de reducción, 0.85, es solo un promedio de resultados de ensayos en miembros colados verticalmente. Se han encontrado valores para este factor desde el 0.69 hasta 0.95. En elementos colados horizontalmente este factor se acerca a la unidad.

La característica acción-respuesta de un espécimen con refuerzo longitudinal es una curva como la V de la figura 2.1. La resistencia adicional sobre la de un prisma de concreto simple es debida a la contribución del refuerzo longitudinal en compresión. Se puede estimar esta contribución como el producto del área de acero por el esfuerzo de fluencia, f_y . Por lo tanto, la resistencia a carga máxima que un prisma de concreto con refuerzo longitudinal y estribos transversales es capaz de alcanzar, está dada por la expresión:

$$P_0 = 0.85f'_c A_g + A_s f_y$$

En ella, A_g representa el área total del concreto sin descontar el área ocupada por las varillas. En rigor debe descontarse esta área, pero como normalmente es pequeña el error que se comete al no hacerlo también es pequeño. Para porcentajes altos del orden del 5 por ciento o más del área de la sección, vale la pena tomarla en cuenta.

Si el elemento, además de refuerzo longitudinal, tienen refuerzo helicoidal continuo a todo lo largo su comportamiento bajo carga queda representado por las curvas C de la figura 2.1. Inicialmente su comportamiento es similar a un prisma con estribos, hasta llegar al primer máximo, a una deformación unitaria del orden de 0.002.

Aproximadamente a esta deformación, el recubrimiento de la hélice o zuncho empieza a desprenderse y, por lo tanto, la capacidad de carga disminuye. Al deformarse lateralmente el concreto en forma apreciable por el efecto de Poisson, la hélice se alarga produciendo como reacción una presión confinante en el núcleo de concreto limitado por el zuncho.

Si el confinamiento proporcionado por el zuncho es suficiente, puede alcanzarse una segunda carga máxima superior a la alcanzada anteriormente, pero a deformaciones considerablemente mayores, como se muestra en la curva C_2 . Por el contrario, si el confinamiento no es suficiente, nunca se alcanzara una carga como la del primer máximo (C_3).

Si se ensaya un espécimen con hélice y refuerzo longitudinal, pero sin recubrimiento, la etapa inicial quedara representada por la línea de trazo interrumpido con una pendiente menor que la del espécimen con recubrimiento, ya que el área de concreto es menor. La parte final de ambas curvas será igual puesto que el espécimen con recubrimiento lo habrá perdido a estas deformaciones. Se puede considerar entonces que la resistencia en compresión axial de un elemento de concreto reforzado se obtiene de la contribución de cuatro factores: el concreto del núcleo, el acero longitudinal, el concreto de recubrimiento y el refuerzo helicoidal.

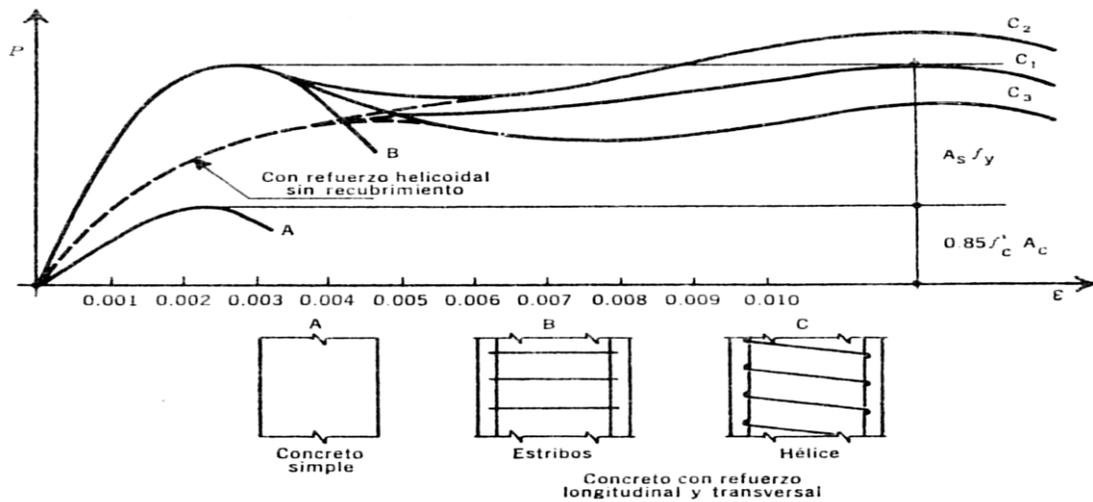


FIGURA 2.1 CURVAS CARGA-DEFORMACION UNITARIA DE COLUMNAS CORTAS BAJO COMPRESION AXIAL

Estas dos últimas contribuciones no pueden existir simultáneamente ya que, como se ha visto, el refuerzo helicoidal actúa en forma apreciable solo cuando la deformación longitudinal del elemento es igual o mayor que la que produce la caída del recubrimiento.

FLEXION

2.2 INTRODUCCION.

Son frecuentes los elementos estructurales sujetos a flexión, tales como trabes, vigas o losas que trabajan en una sola dirección. Generalmente, la flexión se presenta acompañada de fuerza cortante. Sin embargo, la resistencia a la flexión puede estimarse con suficiente precisión despreciando el esfuerzo de la fuerza cortante.

2.3 COMPORTAMIENTO Y MODOS DE FALLA DE ELEMENTOS SUJETOS A FLEXION SIMPLE.

Se ha llevado a cabo gran número de ensayos en flexión utilizando vigas simplemente apoyadas, sometidas a dos cargas concentradas y colocadas de modo simétrico, en las que existe una zona sujeta solo al momento flexionante (figura 2.2).

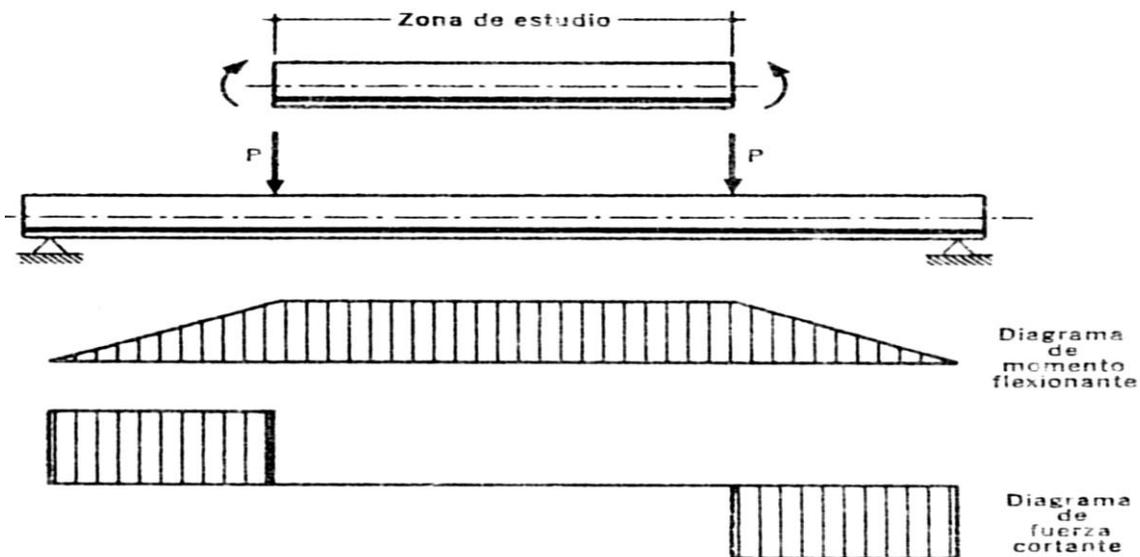


FIGURA 2.2 ESPECIMEN TÍPICO PARA ESTUDIO DE FLEXIÓN SIMPLE

La figura 2.3 muestra la gráfica carga-deflexión de un elemento con un porcentaje de acero usual en la práctica. Al empezar a cargar el comportamiento de la pieza es esencialmente elástico y toda la sección contribuye a resistir el momento

exterior. Cuando la tensión en la fibra mas esforzada de alguna sección excede la resistencia del concreto a la tensión, empiezan a aparecer grietas.

A medida que se incrementa la carga, estas grietas aumentan en número, en longitud y abertura. Se puede observar muy claramente la zona de la pieza sujeta a tensión, en las que se presentan las grietas y la zona sujeta a compresión.

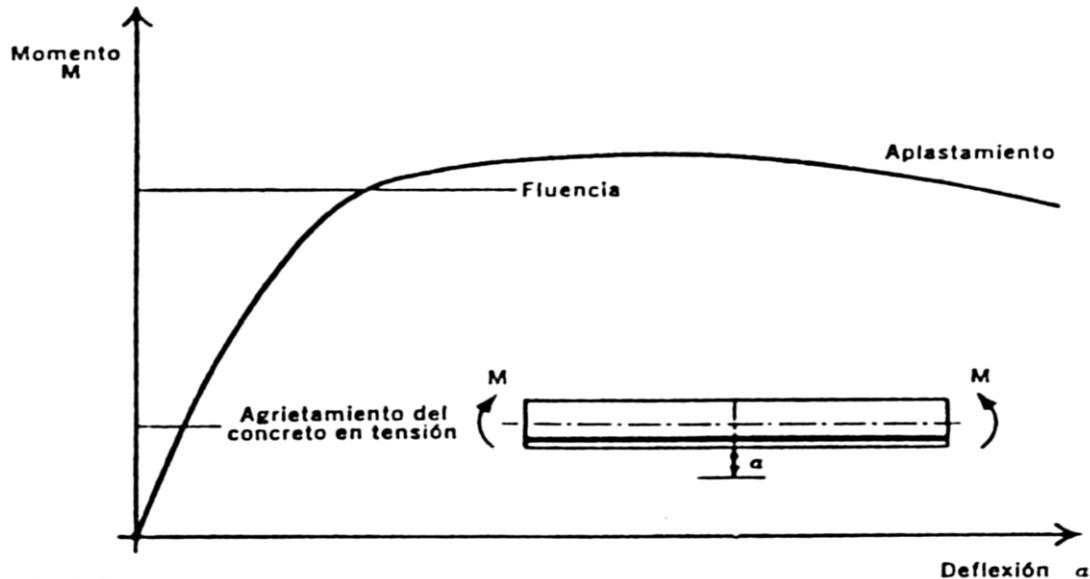


FIGURA 2.3 GRAFICA CARGA-DEFLEXIÓN DE UN ELEMENTO CON UN PORCENTAJE DE ACERO USUAL EN LA PRÁCTICA.

A partir de la aparición de las primeras grietas el comportamiento del espécimen ya no es elástico y las deflexiones no son proporcionales a las cargas. En las regiones agrietadas, el acero toma prácticamente toda la tensión. En esta etapa, el esfuerzo en el acero aumenta hasta que alcanza su valor de fluencia desde el momento en que el acero empieza a fluir, la deflexión crece en forma considerable sin que apenas aumente la carga. Esto es, a resistencia del elemento es solo ligeramente mayor que la carga que produce la fluencia del acero. Los primeros síntomas de la fluencia del acero son un incremento notable en la abertura y longitud de las grietas y un quiebre marcado en la curva carga-deflexión. A medida de que aumentan la longitud de las grietas, la zona de compresión se va reduciendo hasta que el concreto en esta zona es incapaz de

tomar la compresión y se aplasta. El primer indicio de aplastamiento es el desprendimiento de escamas en la zona de compresión. Cuando esto ocurre, la carga disminuye con mayor o menor rapidez, dependiendo de la rigidez del sistema de aplicación de la carga hasta que se produce el colapso final.

Según la cantidad de acero longitudinal con que esta reforzada la pieza este puede fluir o no antes de que se alcance la carga máxima. Cuando el acero fluye el comportamiento del miembro es dúctil; es decir, se producen deflexiones considerables antes del colapso final, como se muestra en la figura 2.3. En este caso se dice que el elemento es subreforzado. Por otra parte, si la cantidad de acero longitudinal de tensión es grande, este no fluye antes del aplastamiento y se dice entonces que el elemento es subreforzado.

2.4 DUCTILIDAD

Los términos sobre reforzado y subreforzado, aplicados al caso de elementos con acero sin un límite de fluencia bien marcado, no tiene más sentido que el de indicar el grado de ductilidad. En este caso la condición balanceada no está claramente definida.

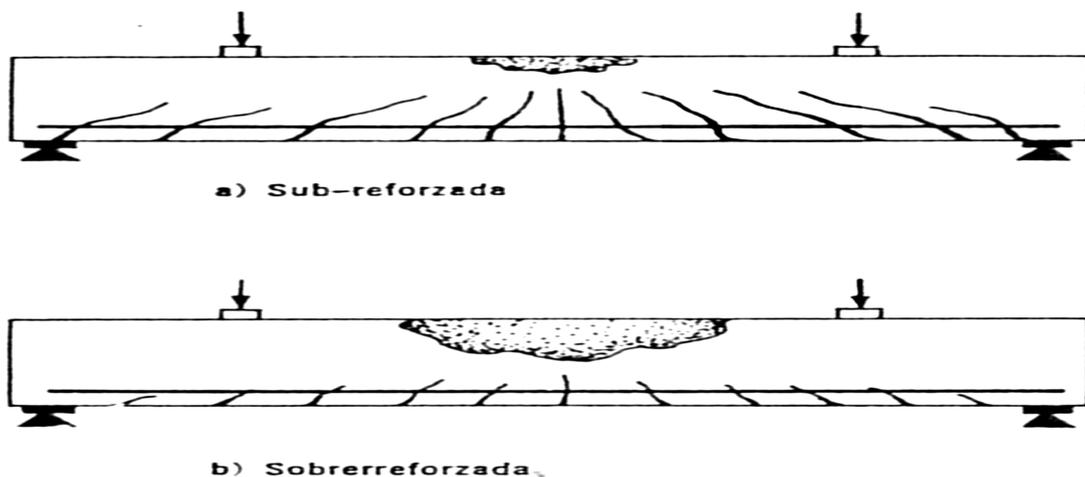


FIGURA 2.4 AGRIETAMIENTO EN LA FALLA DE VIGAS SUJETAS A FLEXION

En la figura 2.4 se presentan los esquemas de agrietamiento correspondientes a vigas con diferentes porcentajes de acero. En el caso de un elemento sobre reforzado, la zona de aplastamiento del concreto es mayor que en el caso de otros subreforzados. Las grietas del primero son de longitud y aberturas menores.

2.5 RESISTENCIA DE ELEMENTOS SUJETOS A FLEXION SIMPLE

HIPOTESIS GENERALES

La resistencia de elementos sujetos a tensión simple puede determinarse a partir de una serie de hipótesis simplificadas ligadas al comportamiento básico y al mecanismo acción-respuesta.

Las hipótesis que se hacen comúnmente son las siguientes:

- a) La distribución de deformaciones unitarias en la sección transversal de un elemento es plana. Esta hipótesis ha sido verificada mediante mediciones y es correcta, excepto para longitudes de medición muy pequeñas y en la rama descendiente de la grafica carga-deflexión.
- b) El concreto no resiste esfuerzos de tensión longitudinales. El despreciar la magnitud de esos esfuerzos no influye apreciablemente en las resistencias calculadas.
- c) El elemento alcanza su resistencia a una cierta deformación unitaria máxima útil del concreto.
- d) Se conoce la distribución de esfuerzos en la zona de compresión del elemento. Los reglamentos de construcción presentan distribuciones simplistas, con las cuales se obtienen los valores de la resistencia, suficientemente aproximados.
- e) No existen corrimientos relativos de consideración entre el acero y el concreto que lo rodea. Para concreto reforzado con varillas corrugadas, la hipótesis es bastante realista. Es decir, se puede suponer que la

deformación unitaria es la misma en el acero y en el concreto que se encuentra en el mismo nivel.

2.6 HIPOTESIS ACI Y REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL D.F.

ACI

El reglamento del instituto americano del concreto utiliza las hipótesis simplificadoras. En lugar de la distribución real de esfuerzos, se propone una distribución rectangular, con una profundidad igual a β_1 veces la del eje neutro. Se acepta que el elemento alcanza su resistencia a una deformación unitaria máxima útil del concreto en compresión igual a 0.003, con una distribución lineal de deformaciones unitarias.

El parámetro β_1 se hace depender de la resistencia nominal f'_c . El valor de β_1 es constante e igual a 0.85 para $f'_c \leq 280 \text{ Kg/cm}^2$. Esta variación tiene por objeto tomar en cuenta el cambio en la forma de la curva esfuerzo-deformación del concreto al aumentar su resistencia, ya que el área del rectángulo equivalente debe ser aproximadamente igual al área bajo la curva esfuerzo-deformación.

R.C.D.F.

El reglamento del Distrito Federal recomienda una distribución rectangular de esfuerzos ligeramente diferente de la ACI. La reducción en el volumen del bloque de esfuerzos correspondiente a concretos de alta resistencia se hace disminuyendo el valor del esfuerzo máximo, y no reduciendo la profundidad del bloque, como lo hace el ACI. Esto tiene ventajas en la preparación de graficas y diagramas de dimensionamiento.

FLEXO – COMPRESION

2.7 INTRODUCCION (ESPECIMEN, SOLICITACIONES).

Considerando la flexo-compresión de un modo general, se puede suponer que la carga axial, P , y el momento flexionante, M , varían independientemente. En la figura 2.5 (a) se muestra una representación esquemática de un elemento bajo la acción de P y M , y en la figura 2.5 (b), un sistema estáticamente equivalente en el que $M = Pe$. Es importante señalar que en algunas estructuras P y M varían en la misma proporción en una sección transversal dada al variar las condiciones de carga externa.

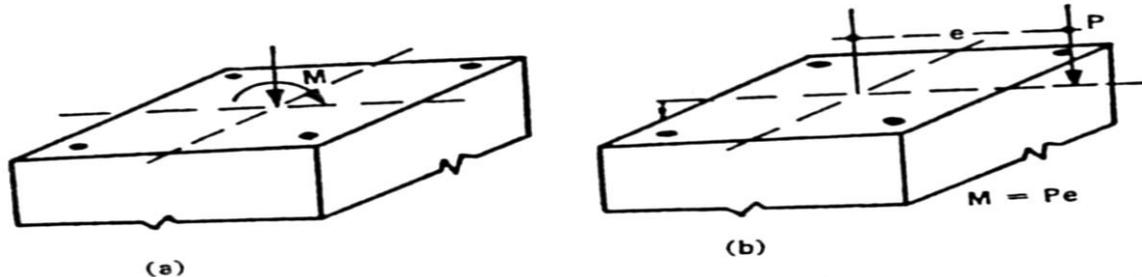


FIGURA 2.5 ELEMENTOS EQUIVALENTES SUJETOS A FLEXO-COMPRESION

Esto equivale a afirmar que la excentricidad e , permanece constante. Sin embargo, en otros casos P y M pueden variar en distinta forma y entonces e no es constante. Un elemento puede alcanzar su resistencia bajo innumerables condiciones de carga axial y momento flexionante. Estas combinaciones varían desde una carga axial máxima, P_0 , de tensión o de compresión, y un momento nulo, hasta un momento M_0 , aunando a una carga axial nula. El lugar geométrico de las combinaciones de carga axial y momento flexionante con las que un elemento puede alcanzar su resistencia se representa gráficamente por medio de un *diagrama de interacción*.

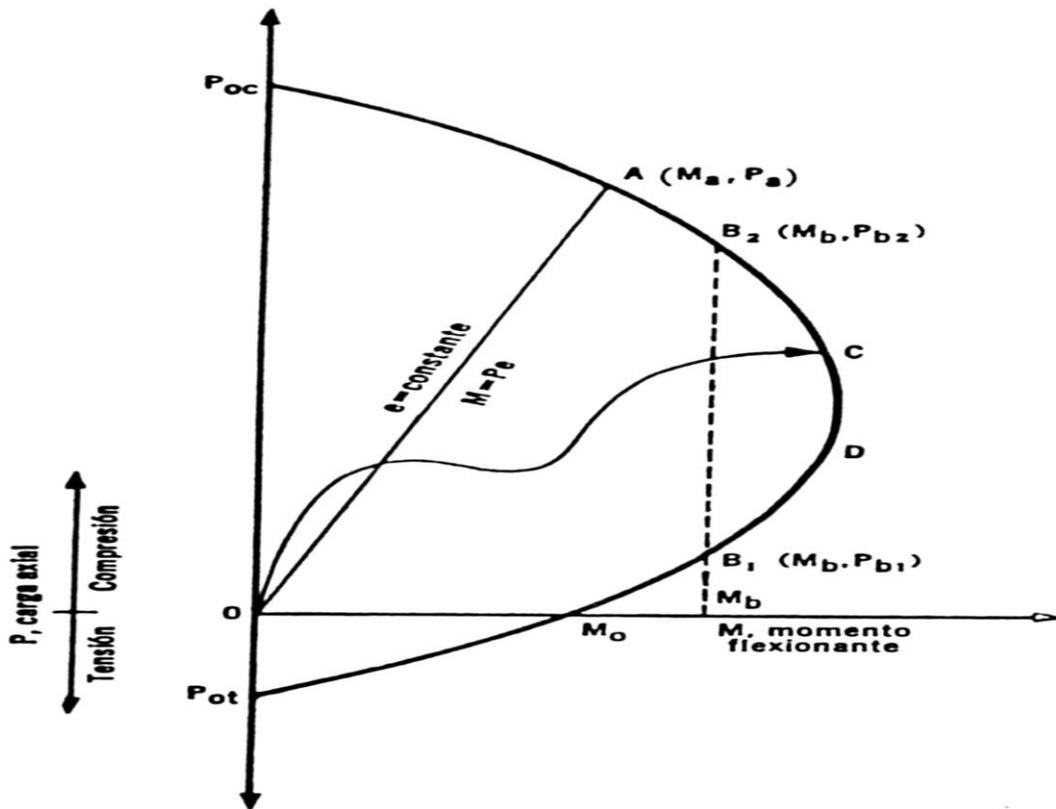


FIGURA 2.6 DIAGRAMA DE INTERACCION PARA UNA SECCION RECTANGULAR

La figura 2.6 muestra un diagrama de interacción típico para una sección con refuerzo simétrico. Cualquier punto en la línea de trazo continuo representa una combinación de momentos y carga axial que hace que el elemento alcance su resistencia. Puede observarse que si únicamente se aplica carga axial de compresión, el valor máximo, o resistencia, correspondería al punto P_{0c} . De igual manera, la carga axial máxima de tensión sería la correspondiente a P_{0t} . Si la sección se sujetara solo al momento flexionante, el máximo que podría aplicarse sería el marcado con M_0 . Nótese que el máximo momento flexionante que la sección es capaz de resistir no es el que corresponde a una carga axial nula.

Cuando al aumentar la carga externa, el momento y la carga axial crecen en la misma proporción, la historia de la carga queda representada por una recta desde el origen, con una pendiente igual al cociente $P/M = 1/e$. Para las

combinaciones de carga representadas por la recta OA de la figura 2.6, la resistencia correspondería a la combinación M_a , P_a . En la figura se observa también que para un mismo momento, M_b , existen dos valores de carga axial que hacen que la sección alcance su resistencia. Finalmente la línea de carga OC representa una historia de carga cualquiera.

2.8 COMPORTAMIENTO Y MODO DE FALLA DE ELEMENTOS SUJETOS A FLEXION Y COMPRESION.

El tipo de espécimen usado en investigaciones de elementos usados a flexo-compresión es semejante al que aparece en la figura 2.7, donde se indican esquemáticamente el refuerzo usual y una posible configuración de agrietamiento. Generalmente, la carga P se aplica a una excentricidad constante. Esto hace que toda la zona prismática del espécimen esté sujeta a una carga axial y a un momento flexionante que crecen en la misma proporción, hasta el colapso.

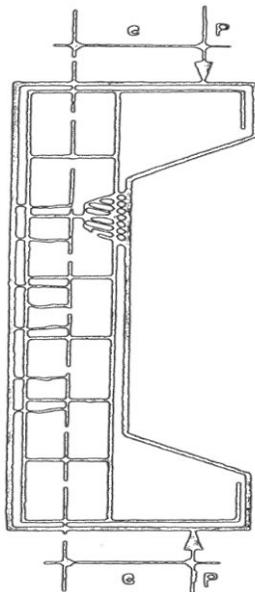


FIGURA 2.7 ESPESIMEN PARA ENSAYE EN FLEXOCOMPRESION CON AGRIETAMIENTO TIPICO

Existen dos modos principales de falla de elementos sujetos a flexo-compresión: falla en compresión y falla en tensión.

En el primer caso, la falla se produce por el aplastamiento del concreto. El acero del lado más comprimido fluye, en tanto que el del lado opuesto no fluye en tensión.

En el segundo modo de falla se produce cuando el acero de un lado fluye en tensión antes de que se produzca el aplastamiento del concreto en el lado opuesto, mas comprimido.

El tipo de falla depende esencialmente de la relación entre momento y carga axial en el colapso. En el diagrama de interacción mostrado en la figura 2.6, el punto D se separa de las zonas de fallas en compresión de las de falla en tensión; recibe el nombre de *punto de falla balanceada*.

Se ha observado que el efecto del refuerzo helicoidal sobre la resistencia disminuye apreciablemente en cuanto la carga axial tiene cierta excentricidad, aunque la hélice sigue aumentando la ductilidad del elemento.

FUERZA CORTANTE

2.9 INTRODUCCION

Para visualizar el efecto de la fuerza cortante es útil recordar algunos conceptos elementales de la mecánica de los materiales ya que, a niveles de carga bajos y antes de la aparición de grietas, el comportamiento del concreto reforzado se asemeja al de un material homogéneo y elástico.

El estudio se limitara al caso de elementos en que el estado de esfuerzos puede suponerse como un estado de esfuerzos plano.

En un punto cualquiera de un elemento sujeto a este tipo de esfuerzos, correspondientes a los distintos planos que pueden pasarse por el punto varían en magnitud, a cambiar la orientación del plano de referencia.

El estado de esfuerzos en un punto queda definido cuando se conocen los esfuerzos normales y tangenciales en el punto según dos planos perpendiculares cualesquiera. Aquellos planos en que solo existen esfuerzos normales se llaman planos principales y son perpendiculares entre sí. Los esfuerzos en estos planos reciben el nombre de esfuerzos principales y tienen la propiedad de ser los esfuerzos máximo o mínimo que pueden existir en el punto.

Considérese que una viga elástica sujeta a un sistema de cargas concentradas. En las regiones próximas a un apoyo o a una carga concentrada, la carga se encuentra sometida a esfuerzos tangenciales v y a esfuerzos normales f_x y f_y , definidos en direcciones paralelas y perpendiculares, respectivamente al eje del elemento.

Los esfuerzos f_y se deben a esfuerzos locales de las reacciones o de las cargas, y se desprecian en regiones alejadas de estas. Los esfuerzos normales longitudinales pueden evaluarse dentro del rango elástico del elemento con la fórmula $f_x = My/I$, donde M es el momento flexionante que actúa en la sección considerada, y es la distancia desde el eje neutro al nivel considerado, e I es el momento de inercia en la sección transversal del elemento.

Una forma conveniente de representar los estados de esfuerzos en los distintos puntos de un elemento consiste en trazar las sedes de trayectorias de esfuerzos principales. Estos diagramas muestran la dirección de los esfuerzos principales en cualquier punto del elemento. En la figura 2.8 se ilustra una red típica de esfuerzos principales de tensión, para el caso de una viga libremente apoyada sujeta a varias cargas concentradas.

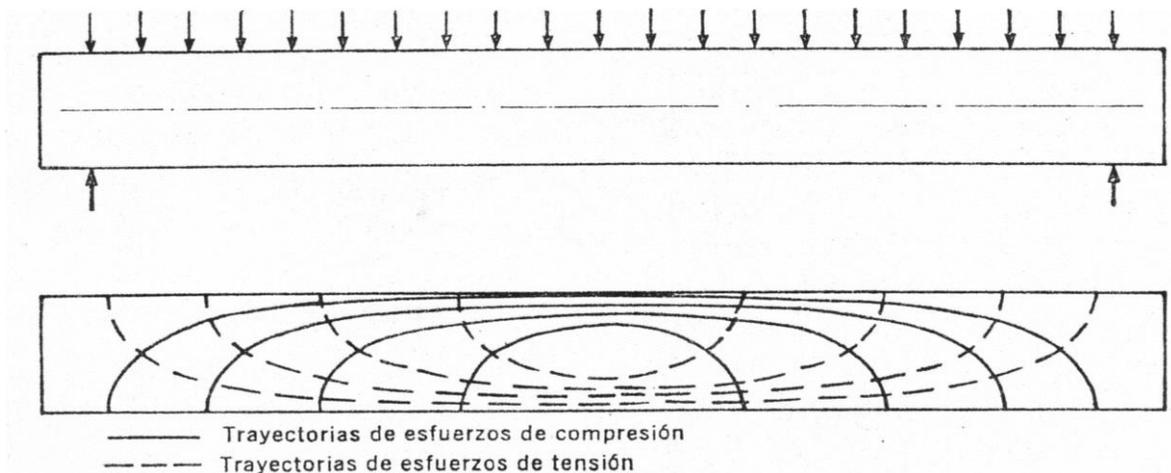


Figura 2.8 TRAYECTORIA DE ESFUERZOS EN UNA VIGA RECTANGULAR

Como la resistencia del concreto a esfuerzos de tensión es baja, comparada con su resistencia a esfuerzos de compresión, o a esfuerzo cortante propiamente dicho, un elemento de concreto tendera a fallar según superficies perpendiculares a las direcciones de las tenciones principales.

Esto hace necesario el proporcionar refuerzo de acero para soportar aquellas tenciones que excedan el valor de la resistencia a tensión del concreto en cualquier zona del elemento.

El efecto primordial en un elemento de concreto de la existencia de un esfuerzo cortante es el desarrollo de esfuerzos de tensión inclinados con respecto al eje longitudinal del miembro.

Son estos esfuerzos los que pueden originar la falla del elemento a una carga inferior a aquella que producirá una falla en flexión.

En rigor, no debe hablarse de fallas de esfuerzo cortante, ya que las grietas inclinadas que pueden presentarse en zonas de fuerza cortante considerable son en realidad grietas de tensión en planos inclinados.

Una falla por esfuerzo cortante propiamente dicho podría presentarse, por ejemplo, en la cara del contacto de los dos elementos de una viga compuesta, formada por un elemento inferior pre colado y un elemento superior colado en el

lugar, donde el esfuerzo cortante en dicha cara, puede exceder la resistencia al desplazamiento relativo de los dos elementos. Otro caso es el de las ménsulas de claro muy corto.

De lo anterior podría concluirse que una forma razonable de reforzar vigas de concreto consistirá en colocar barras de acero siguiendo las trayectorias de los esfuerzos principales de tensión. Esto, sin embargo, es poco práctico, ya que las dificultades constructivas son muy obvias.

El comportamiento de un elemento de concreto reforzado es bastante más complejo que lo que se ha descrito, pues la distribución de esfuerzos cambia apreciablemente en el momento en que se exceden las tensiones que puede soportar el concreto y aparecen las grietas.

La posición en que se forman estas grietas no puede predecirse con exactitud, ya que existen siempre variaciones locales en la resistencia del concreto que no es material realmente homogéneo. La presencia de grietas impide idealizar de una manera sencilla el funcionamiento de un elemento de concreto reforzado.

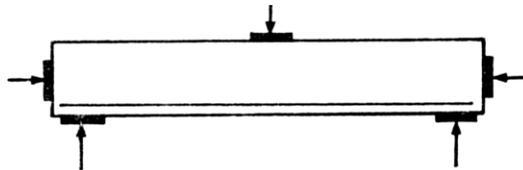
A esta dificultad se le añade que el concreto no es un material elástico, y que, por tanto, las distribuciones de esfuerzos cambien con el nivel de carga.

Debido entonces a la complejidad del problema, los métodos utilizados en la actualidad para dimensionar elementos de concreto sujetos a fuerza cortante se basan en el comportamiento experimental de su comportamiento.

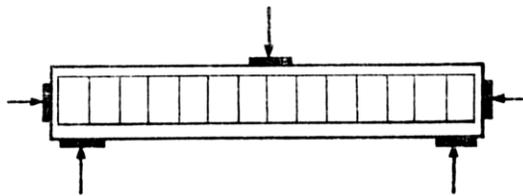
Los estudios experimentales se han concentrado principalmente en la determinación de la resistencia del agrietamiento inclinado de elementos de concreto y de la contribución del refuerzo transversal a la resistencia.

2.10 COMPORTAMIENTO Y MODOS DE FALLA

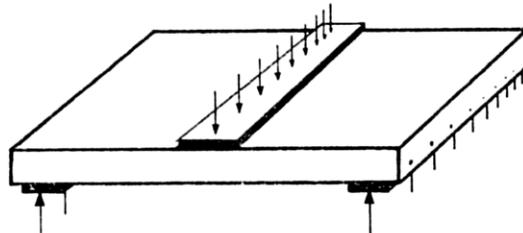
En esta sección se describe el comportamiento bajo carga y modos de falla de elementos de concreto en los cuales la acción de la fuerza cortante es importante. Para facilitar la exposición se agrupan los elementos en cuatro grupos distintos, según se muestra en la figura 2.9.



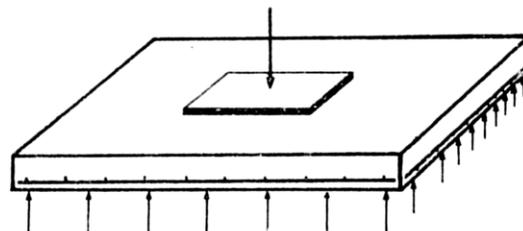
a) elemento sujeto a M , P y V , sin refuerzo transversal



b) elemento sujeto a M , P y V , con refuerzo transversal



c) elemento ancho con refuerzo en una dirección sujeto a M y V



d) elemento ancho con refuerzo en dos direcciones sujeto a V , M_x y M_y , apoyado perimetralmente o en toda su base (caso esquemático de una losa plana o zapata)

Figura 2.9 TIPOS DE ELEMENTOS SUJETOS A FUERZA CORTANTE

- a) Vigas o columnas sin refuerzo transversal en el alma, sujetas a combinaciones de fuerza cortante, momento flexionante y carga axial.
- b) Vigas o columnas con refuerzo transversal en el alma, mostrado esquemáticamente en la figura por estribos verticales.
- c) Vigas anchas o losas apoyadas exclusivamente en sus dos extremos, con refuerzo longitudinal únicamente, sujetas a combinaciones de fuerza cortante y momento flexionante.
- d) Losas, reforzadas y apoyadas en las dos direcciones, sujetas a cargas concentradas o a cargas repartidas. Este tipo de elemento simula la unión de una columna con una losa.

ELEMENTOS SIN REFUERZO EN EL ALMA

SECCIONES RECTANGULARES

Considérese un elemento como el mostrado en la figura 2.9 (a). En los primeros incrementos de carga no existe diferencia en el comportamiento de un elemento que falle por efecto de fuerza cortante y otro que falle por flexión. Antes de que aparezcan las primeras grietas en la parte inferior, debidas a la flexión, el comportamiento del elemento es esencialmente elástico. Al aumentar las cargas la fuerza cortante puede originar esfuerzos principales que excedan la resistencia a tensión del concreto, produciendo grietas inclinadas a una altura aproximada de medio peralte.

Estas grietas pueden aparecer súbitamente en puntos donde no exista una grieta en flexión o, muy frecuentemente, pueden presentarse como continuación de una grieta en flexión que gradualmente cambia de inclinación. En miembros sujetos a compresión o tensión axial las grietas inclinadas se forman a cargas mayores o menores, respectivamente, que la carga que produce el agrietamiento del mismo miembro sin carga axial. A partir de este momento el comportamiento del elemento difiere en forma importante del correspondiente al miembro que falle por flexión.

La grieta inclinada puede aparecer súbitamente, sin señal previa, y extenderse inmediatamente hasta causar el colapso de la pieza, como se muestra en la figura 2.10 (a). En este caso la falla se denomina de tensión diagonal. Por otra parte, puede suceder que el agrietamiento inclinado se desarrolle gradualmente y que el colapso de la pieza se produzca finalmente por el aplastamiento de la zona de compresión en el extremo de la grieta inclinada, al reducirse considerablemente la zona disponible para soportar los esfuerzos de compresión originados por flexión. En este caso, la falla se denomina de compresión por cortante (figura 2.10b). La diferencia esencial entre ambos tipos de falla consiste en que, en una falla por tensión diagonal, el agrietamiento inclinado es súbito y causa de inmediato el colapso de la pieza, mientras que en una falla de compresión por cortante la pieza puede soportar cargas mayores que la que produce el agrietamiento inclinado.

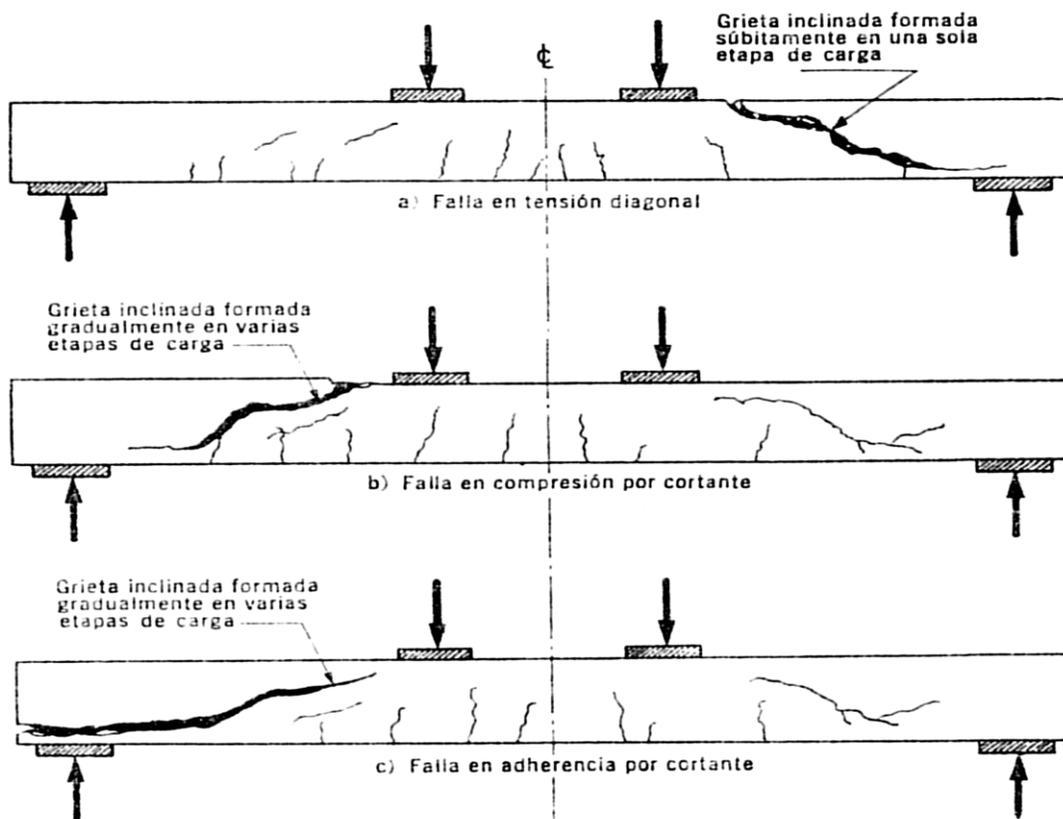


FIGURA 2.10 REPRESENTACION ESQUEMATICA DE DIFERENTES TIPOS DE FALLA EN ELEMENTOS QUE PREDOMINA EL ESFUERZO CORTANTE

Algunos autores establecen otro tipo de falla, denominada generalmente de adherencia por cortante. Este tipo se caracteriza por que la resistencia se alcanza cuando se presentan extensos agrietamientos longitudinales al nivel del acero de tensión, simultáneos con un aplastamiento ligero en la zona de compresión en el extremo de la grieta inclinada, como se muestra en la figura 2.10c.

Desde el punto de vista de resistencia cuando la falla se produce súbitamente al aparecer la primera grieta inclinada importante se dice que el elemento falla en tensión diagonal.

Cuando la falla ocurre después de la aparición de una grieta inclinada importante y la resistencia es mayor que la carga que formó esta grieta, se dice que el elemento tuvo una falla en compresión por cortante o en adherencia por cortante, según el caso.

Desde el punto de vista del comportamiento de una estructura es muy desventajoso que un elemento alcance su resistencia debido a uno de esos tipos de falla antes de que se presente la fluencia del acero longitudinal, ya que estas fallas se producen rápidamente a deformaciones pequeñas. En consecuencia, la estructura resulta poco dúctil.

La carga que produce las primeras grietas inclinadas completas se suele denominar carga de agrietamiento inclinado. En general, una grieta inclinada importante es aquella que se extiende a través de casi todo el peralte del elemento y se empieza a prolongar a lo largo del acero de tensión.

SECCIONES NO RECTANGULARES

Se han realizado ensayos de laboratorio sobre elementos de sección circular, con acero longitudinal distribuido en el perímetro de la sección. El comportamiento en general de estos elementos fue similar al descrito para elementos de sección rectangular, excepto que las grietas inclinadas tendían a formarse en una forma más gradual, debido a la presencia de acero longitudinal en todo el peralte de la pieza.

En ensayos de elementos de la sección I se puede presentar un tipo adicional de falla: aplastamiento del alma por esfuerzos de compresión paralelos aproximadamente a la dirección de grietas inclinadas. Este tipo de fallas solo se presenta cuando el alma es relativamente delgada en comparación con el ancho de la zona de compresión. Por lo demás, el comportamiento es semejante al descrito anteriormente para secciones rectangulares.

2.11 MECANISMOS DE FALLA POR CORTANTE

Por facilidad de nomenclatura y teniendo en cuenta que en las secciones siguientes interesa transmitir si el elemento trasmite la carga en una o varias direcciones, se designara por miembro a todo elemento con dos dimensiones apreciablemente menores que la tercera y en el que los esfuerzos se transmiten en una dirección.

Es decir, por miembro se entenderá cualquiera de los elementos agrupados bajo tipos (a), (b), (c), de la figura 2.9. Los elementos comprendidos en el tipo (d) se tratara bajo el encabezado de losas planas y zapatas.

MIEMBROS SIN REFUERZO TRANSVERSAL

Se ha dicho que en algunas ocasiones el colapso de un elemento se produce súbitamente al presentarse el agrietamiento inclinado, mientras que en otras el miembro es capaz de soportar cargas apreciablemente mayores que la que produjo dicho agrietamiento.

Esto puede explicarse de una manera cualitativa observando que en la presencia de una grieta inclinada origina un cambio importante en el comportamiento del miembro.

Para fijar ideas y por sencillez en la explicación, considérese una viga sin refuerzo transversal, provista de un refuerzo longitudinal adecuado y sujeta, a una carga concentrada situada a una distancia a del apoyo.

En la figura 2.11 se presenta un diagrama de cuerpo libre del elemento después de haberse desarrollado una grieta inclinada. Si se supone que la fuerza cortante en la longitud a es constante e igual a la reacción, despreciando, por lo tanto, el efecto de peso propio, los momentos flexionantes varían, como se muestra en la misma figura.

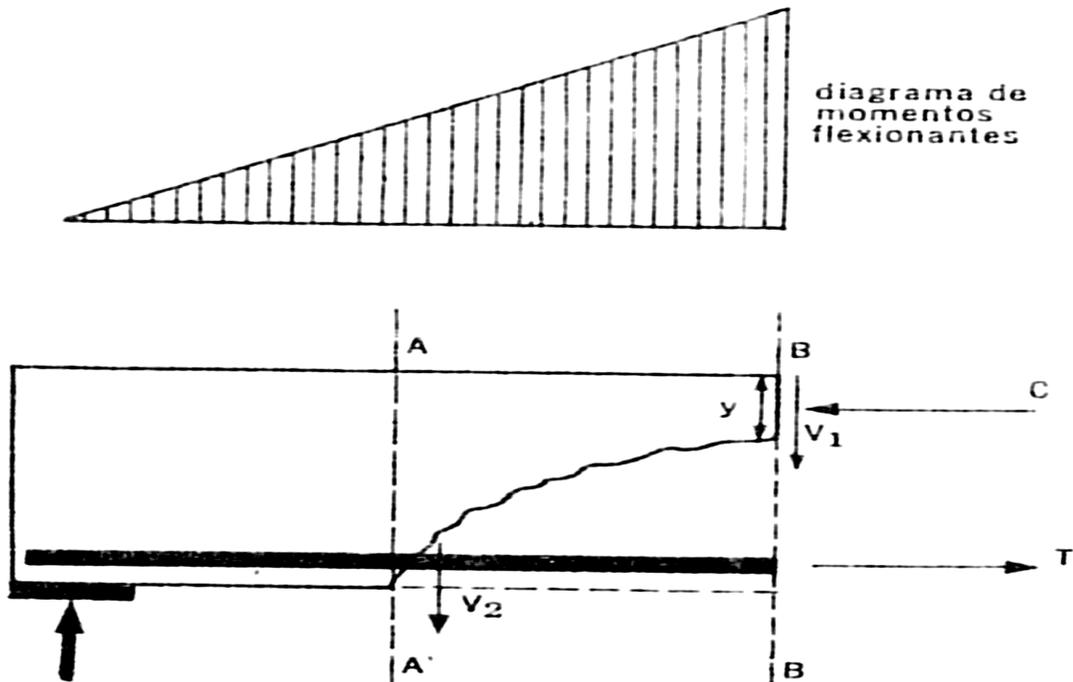


FIGURA 2.11 DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE AL APARECER UNA GRIETA INCLINADA

Antes de que aparezca la grieta inclinada, el comportamiento del miembro es prácticamente lineal y, por lo tanto, la tensión en el acero es sensiblemente proporcional al momento flexionante. Pero una vez que se desarrolla una grieta inclinada, el comportamiento del elemento en la zona agrietada se asemeja al de un arco rebajado. Por equilibrio, la tensión entre las secciones AA Y BB debe ser constante e igual al valor correspondiente a la sección de momento flexionante mayor BB.

La presencia de la grieta inclinada produce tres efectos importantes:

- A) Reduce la zona disponible para tomar esfuerzos de compresión, la compresión total debe ser tomada íntegramente en la profundidad y (figura 2.11)
- B) Produce un aumento súbito en la tensión del refuerzo en la sección AA, hasta que esta alcanza el valor correspondiente a la sección BB.
- C) Reduce el área disponible para tomar la fuerza cortante en la sección. Antes de la aparición de la grieta, la fuerza cortante se distribuye de alguna manera, a través de todo el peralte del elemento, mientras que después del agrietamiento tiene que ser resistida por la zona de compresión del concreto y por el acero longitudinal.

Si al desarrollarse la grieta inclinada, la zona de compresión reducida es capaz todavía de resistir la compresión resultante, y si el acero de refuerzo puede tomar el incremento súbito de tensión, entonces la grieta inclinada se estabiliza y el miembro es capaz de resistir, cargas mayores trabajando como arco rebajado.

Si por el contrario, la zona de compresión reducida por la grieta inclinada es ya incapaz de tomar la fuerza de compresión, se produce una falla por aplastamiento del concreto por la parte superior de la grieta inclinada, simultáneamente con la formación de esta. También es posible que al formarse la grieta inclinada, la longitud del acero de refuerzo entre la sección AA y el extremo de la pieza sea insuficiente para desarrollar por adherencia la tensión necesaria, y en consecuencia, la falla se producirá también rápidamente.

Podríamos decir que si se desarrollara la grieta inclinada la zona disponible para tomar esfuerzos de compresión es insuficiente, o si el acero es incapaz de desarrollar la adherencia requerida para tomar el incremento de tensión, se produce el colapso del elemento inmediatamente después de formarse la grieta inclinada, y la falla es por tensión diagonal. Si la grieta se estabiliza y el elemento es capaz de tomar carga adicional, la falla será de adherencia por

cortante cuando se agote la capacidad de transmitir tensiones por adherencia entre el acero y el concreto, o bien, de compresión por cortante cuando se aplaste el concreto en la zona de compresión. Cuando el elemento carece de refuerzo transversal es frecuente que estos dos tipos de falla se presentan casi simultáneamente.

De las consideraciones anteriores se pueden deducir ciertas conclusiones que concuerdan con los hechos observados experimentalmente. Hasta ahora ha sido posible correlacionar la capacidad adicional de un elemento sobre la carga de agrietamiento inclinado con las variables primarias. Esto es debido a que dicha capacidad depende en gran parte de la posición y extensión de la grieta inclinada que puede cambiar drásticamente la longitud de anclaje del acero de tensión y la capacidad de zona de compresión y, por lo tanto, la capacidad de carga posterior al agrietamiento inclinado.

En pruebas de laboratorio de especímenes idénticos, colados simultáneamente y ensayados bajo las mismas condiciones, se han observado variaciones en el valor de la carga de agrietamiento inclinado del orden del 10 por ciento, en tanto que las cargas del colapso han llegado a diferir entre sí en más del 50 por ciento.

MIEMBROS CON REFUERZO TRANSVERSAL

Se indicó ya que la presencia de refuerzo transversal influye muy poco en el valor de la carga de agrietamiento y en el comportamiento general del elemento antes de que se desarrolle la grieta inclinada. Pero una vez que se presenta dicha grieta, el refuerzo en el alma contribuye eficazmente a incrementar la capacidad de carga del elemento, y si este refuerzo se proporciona en forma adecuada, puede lograrse que el colapso se produzca por efecto de los esfuerzos longitudinales de flexión y no por efecto de la fuerza cortante.

El refuerzo en el alma desempeña un papel triple después de la aparición de la grieta inclinada. Por una parte, restringe el crecimiento y desarrollo del agrietamiento inclinado, conservando en esta forma una profundidad mayor para la zona de compresión. Esto incrementa la capacidad de esta zona para resistir fuerzas normales y tangenciales. Por otra parte, cuando se usa un refuerzo transversal en forma de estribos, estos mejoran la capacidad por adherencia del miembro, pues tienden a evitar fallas por desgarramiento al nivel del acero de refuerzo. Finalmente, el refuerzo en el alma toma una porción importante de la fuerza cortante externa y, cuando el refuerzo forma anillos cerrados, incrementa ligeramente la capacidad de la zona de compresión debido al efecto de confinamiento.

MOMENTO TORSIONANTE

2.12 SISTEMAS ESTRUCTURALES CON EFECTOS DE TORSION

- a) Vigas que soportan marquesinas (2.12 a). El momento de empotramiento de la marquesina se transmite como momento torsionante a la viga, la cual debe estar restringida contra giro en sus extremos por medio de columnas u otros elementos rígidos.
- b) Vigas con muros colocados excéntricamente (2.12 b). La carga que transmite el muro a la viga no coincide con el eje longitudinal de esta. Dicha carga equivale a una que actúa en el eje longitudinal, más un momento torsionante.
- c) Vigas de borde de sistema de piso (2.12 c). En la figura se representa parte de un sistema de piso con trabes secundarias perpendiculares a una trabe principal de borde. La trabe de borde restringe principalmente a las trabes secundarias contra rotación por flexión, o sea, que proporciona un semiempotramiento a las trabes secundarias y recibe, a su vez, por condiciones de equilibrio, un momento torsionante.
- d) Vigas curvas (2.12 d). En este caso, la resultante de las cargas externas no se encuentra en el mismo plano que las reacciones en los apoyos, por lo cual se

desarrollan momentos torsionantes. Casos semejantes son los de vigas en balcón, vigas en esquina y vigas helicoidales. Estas estructuras se presentan en puentes y en cimentaciones de edificios. Al aplicar la carga en uno de los elementos de una estructura de este tipo aparecen torsiones importantes en los elementos perpendiculares.

e) Marcos con traveses fuera del plano de las columnas (2.12e). En algunas ocasiones, por razones arquitectónicas las traveses de un marco no están unidas directamente a las columnas, sino que la unión se efectúa por intermedio de traveses perpendiculares al marco en cuestión.

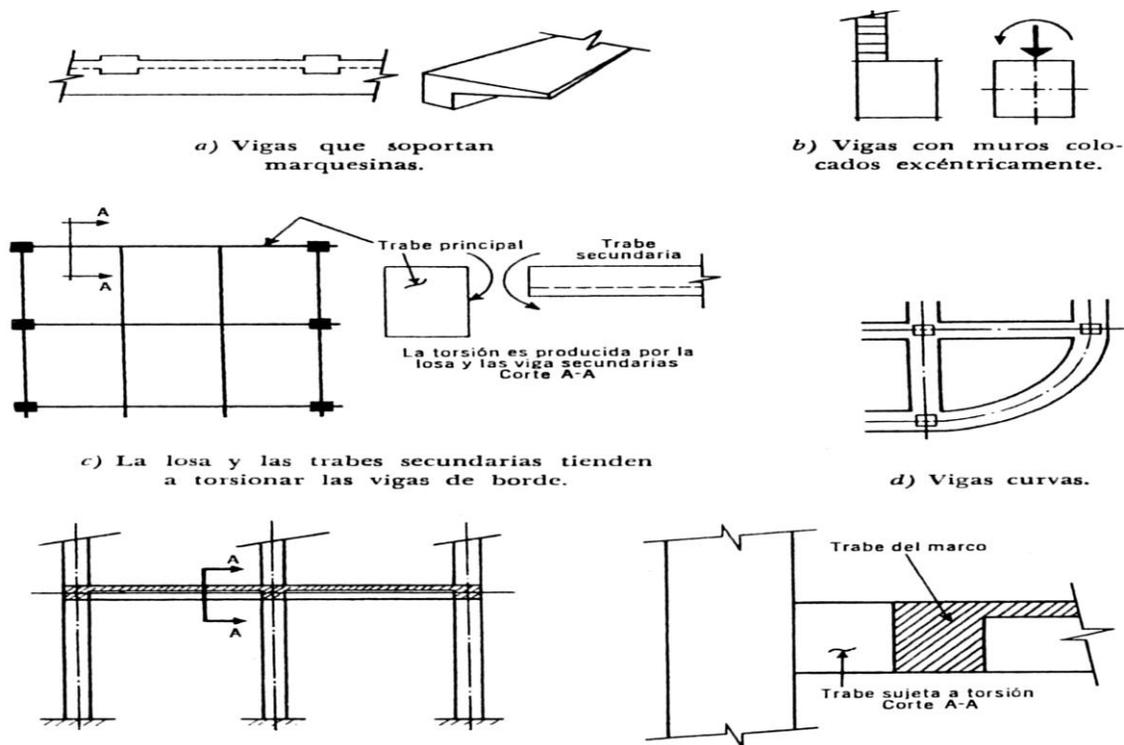


FIGURA 2.12 ELEMENTOS ESTRUCTURALES SUJETOS A TORSION

En este caso, el momento flexionante se transmite de la trabe del marco a la columna por medio de torsión en el tramo de trabe perpendicular al marco.

Los ejemplos anteriores no cubren, por supuesto, todos los casos en que la torsión tiene efectos importantes.

2.13 COMPORTAMIENTO Y MODO DE FALLA DE ELEMENTOS DE CONCRETO SIMPLE (TEORIA DE HSU).

En una viga de concreto simple, la falla ocurre súbitamente para valores pequeños del ángulo de giro; es una falla de tipo frágil, similar a la de una viga ensayada a flexión. Para detectar el mecanismo de falla, Hsu filmó el ensaye de una viga con una cámara de cine de alta velocidad. La proyección en cámara lenta de la película obtenida reveló el proceso de falla representado esquemáticamente en la figura 2.13. En tal proceso la falla se inicia al formarse una grieta inclinada de tensión en una de las caras mayores de la viga. La falla ocurre finalmente por aplastamiento del concreto en la cara mayor opuesta.

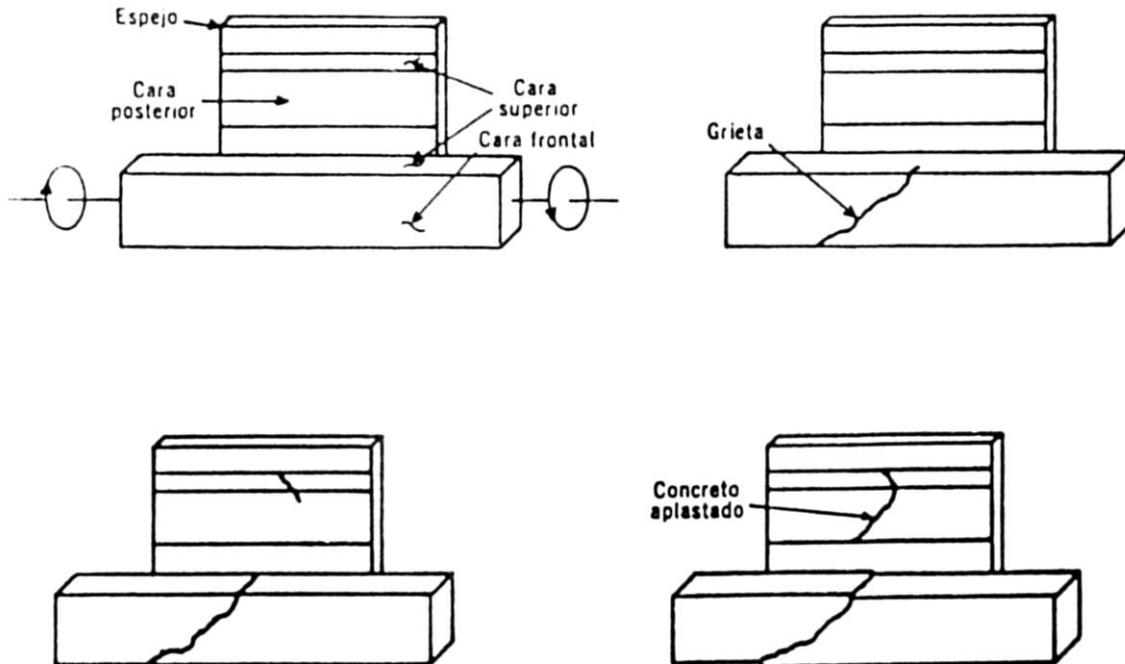


FIGURA 2.13 PROCESO DE FALLA POR TORSION

El proceso de falla descrito es similar al de una viga de concreto simple de ensaye a flexión, en la que la grieta de tensión se inicia en la cara inferior, se extiende después a las caras laterales, y se aplasta el concreto de la cara superior. Por consiguiente, puede afirmarse que la falla por tensión ocurre por flexión en un plano inclinado de 45° con respecto al eje longitudinal de la viga.

2.14 RESISTENCIA A TORSION DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO (TEORIA DE HSU).

El comportamiento, modo de falla y resistencia de vigas con refuerzo longitudinal únicamente es similar al de las vigas de concreto simple. Por lo tanto, el refuerzo longitudinal, si no está combinado con refuerzo transversal, no constituye un refuerzo eficiente desde el punto de vista de la torsión. En vigas con refuerzo longitudinal y transversal, el comportamiento puede dividirse en dos etapas: una anterior al agrietamiento y otra posterior a él. El comportamiento anterior al agrietamiento es similar al de una viga de concreto simple.

La grafica momento torsionante-giro es prácticamente lineal en esta etapa, como se ve en la figura 2.14 y los esfuerzos en el acero longitudinal y transversal son muy pequeños. Las primeras grietas de torsión se forman en una de las caras mayores. Cuando esto ocurre, el momento torsionante, T_{agr} es igual o ligeramente mayor que el momento resistente de un elemento de concreto simple, T_{rs} .

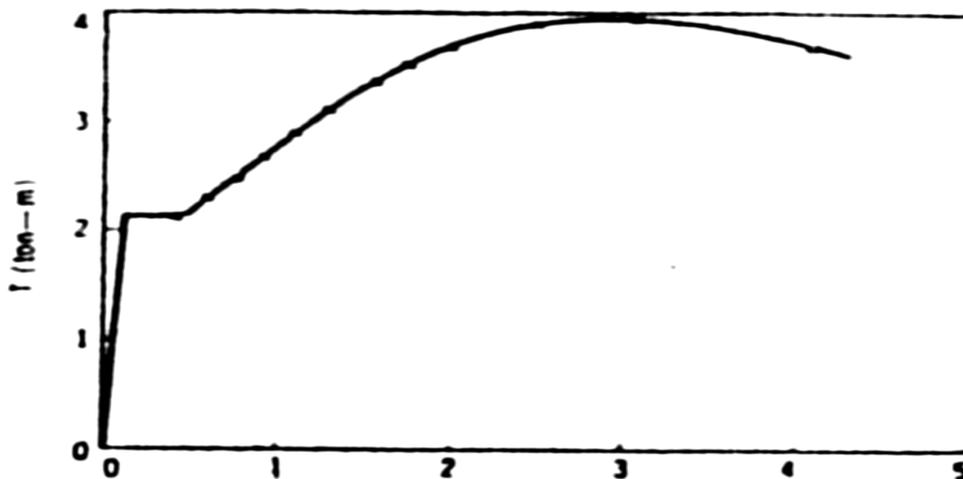


FIGURA 2.14 GRAFICA MOMENTO TORSIONANTE-GIRO DE UN ELEMENTO CON REFUERZO TRANSVERZAL SUJETO A TORSION PURA

Cuando se agrieta el elemento, el giro, Θ , aunque rápidamente baja un momento constante, T_{agr} , como indica la rama horizontal de la figura 2.14. Los

esfuerzos en el refuerzo longitudinal y transversal también aumentan rápidamente. La influencia del agrietamiento es diferente en vigas sujetas a flexión y en vigas sujetas a torsión. En las primeras, los esfuerzos en el refuerzo aumentan gradualmente antes y después del agrietamiento y la pendiente de la grafica carga-flexión se modifica ligeramente, como se ve en la figura 2.15 (a) . Por el contrario en vigas sujetas a torsión, el estado interno de equilibrio cambia totalmente al formarse la primera grieta.

La pendiente de la grafica momento torsionante-giro cambia bruscamente, figura 2.15-b y el momento externo que era resistido solo por el concretó, es resistido ahora por el concreto y el acero conjuntamente.

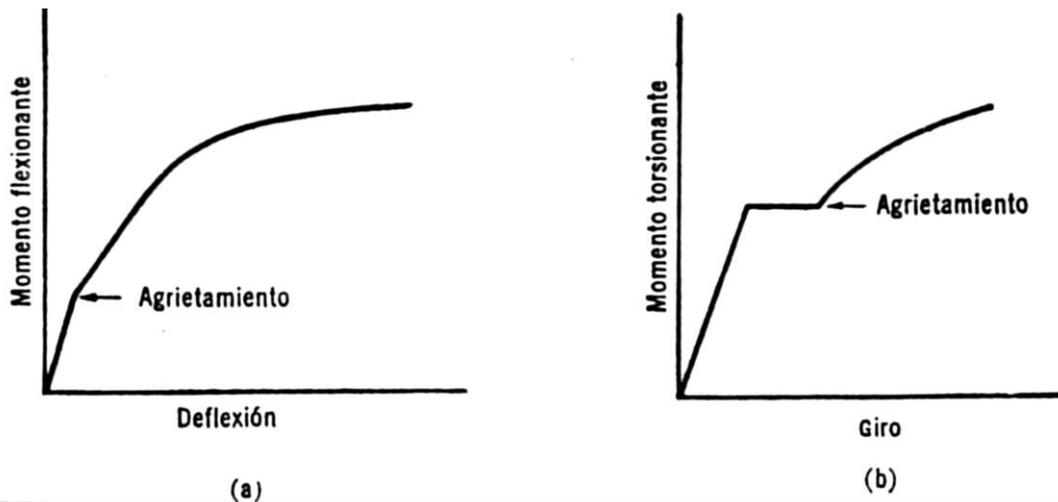


FIGURA 2.15 COMPARACION DEL EFECTO DE AGRIETAMIENTO EN ELEMENTOS SUJETOS A TORSION Y FLEXION

Durante este cambio en el estado interno de equilibrio ocurre una transferencia de carga del concreto al acero. Como el momento externo permanece constante mientras ocurre esta transferencia, la fracción del momento total, que es resistida por el concreto después del agrietamiento, T_C , es menor que el momento de agrietamiento T_{agr} , y, por lo tanto, es menor que el momento resistente de un elemento de concreto simple de igual sección T_{rs} .

Al finalizar la etapa de transferencia de carga del concreto al acero, el momento torsionante vuelve a aumentar, pero la rigidez del elemento es menor que antes del agrietamiento, como se ve en la figura 2.15. Tanto la rigidez como el momento resistente, T_r , dependen de los porcentajes de refuerzo longitudinal y transversal. Después de alcanzar el momento máximo, T_r , la grafica momento-giro tiene una rama descendente que en los ensayos se desarrolla en segundos.

Cuando se alcanza la resistencia, T_r , el concreto de la cara mayor del elemento, opuesta a la cara con grietas de tensión, se aplasta, y el acero de refuerzo puede estar fluyendo o no, según su porcentaje. De acuerdo con esto, se distinguen tres tipos de elementos: 1) subreforzados, en los que fluyen el acero longitudinal y el transversal, 2) sobre reforzados, en los que el concreto se aplasta antes de que fluya el refuerzo, y 3) parcialmente sobre reforzados, en los que solo fluye el refuerzo longitudinal o el transversal.

2.15 INTERACCION, TORSION, FLEXION, Y TORSION CORTANTE.

Combinando el diagrama de interacción torsión-flexión con diagramas de interacción torsión-cortante para diferentes niveles del momento flexionante, se obtiene una superficie de interacción como la mostrada en la figura 2.8.

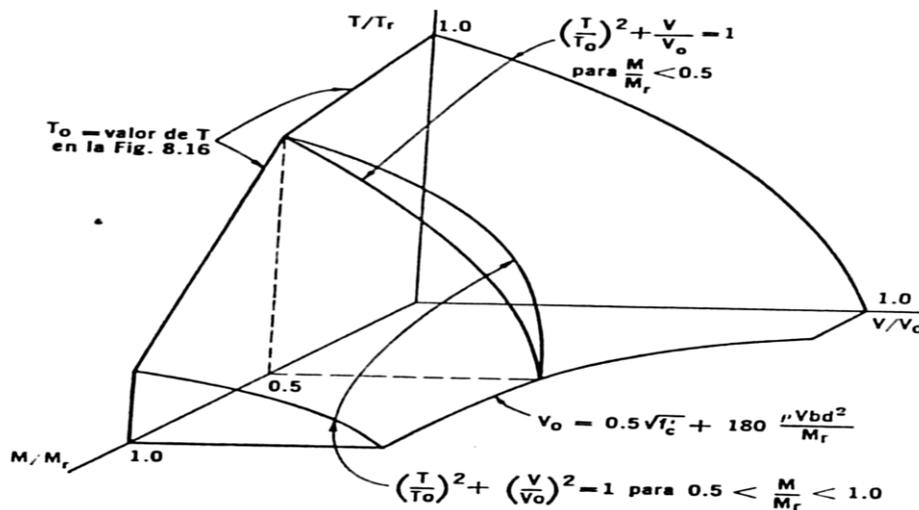


FIGURA 2.11 SUPERFICIE DE INTERACCION TORSION-FLEXIO-CORTANTE

Un punto de esta superficie representa la combinación de momento torsionante, momento flexionante y fuerza cortante que produce la falla del elemento.

Debido a las incertidumbres que se tienen en la determinación de los diagramas de interacción flexión-cortante y torsión-cortante, no ha sido posible determinar superficies de interacción que sean aceptadas por todos los investigadores. La superficie mostrada en la figura 2.8 con fines de ilustración únicamente, ha sido propuesta por Hsu pero otros investigadores han sugerido superficies diferentes.

CAPITULO III

SISTEMA DE PISO

3.1 Introducción (definición de losa, tipos de solicitaciones, clasificación de losas, etc.)

3.2 Comportamiento y modo de falla de losas perimetralmente apoyadas.

3.3 Métodos de análisis y diseño de losas perimetralmente apoyadas.

3.4 Análisis al límite.

3.5 Análisis con la teoría de la elástica.

3.6 Selección del tipo de losas de pisos.

CAPITULO III

SISTEMAS DE PISO

3.1 INTRODUCCION (DEFINICION DE LOSA, TIPOS DE SOLICITACIONES, CLASIFICACION DE LOSA, ETC.)

Las losas son elementos estructurales cuyas dimensiones en planta son relativamente grandes en comparación con su peralte. Las acciones principales sobre las losas son cargas normales a su plano, aunque en ocasiones actúan también fuerzas contenidas en el plano de la losa.

Las losas de concreto pueden ser macizas o aligeradas. El aligeramiento se logra incorporando bloques huecos o tubos de cartón, o bien, formando huecos con moldes recuperables de plástico u otros materiales. Las losas aligeradas reciben a veces el nombre de losas encasetonadas o reticulares.

En algunos sistemas estructurales, las losas se apoyan sobre muros o sobre vigas que a su vez se apoyan sobre columnas, (figura 3.1 a), mientras que en otros, las losas se apoyan directamente sobre columnas (3.1 b y 3.1 c). Las primeras reciben el nombre de losas perimetrales apoyadas, y las segundas, el de losas planas.

En las losas planas se utilizan a veces ampliaciones en la zona de unión de la columna con la losa como se muestra en la figura 3.1b. Como el tamaño de las vigas de apoyo de losas perimetralmente apoyadas puede ser cualquiera, las losas planas pueden considerarse como un caso particular de las losas perimetralmente apoyadas en el que las vigas se han ido reduciendo de sección hasta desaparecer.

Análogamente, las losas perimetralmente apoyadas pueden visualizarse como losas planas en las que se ha rigidizado los ejes que unen las columnas. Las losas apoyadas sobre muros también pueden considerarse como un caso particular de losas perimetralmente apoyadas sobre vigas infinitamente rígidas.

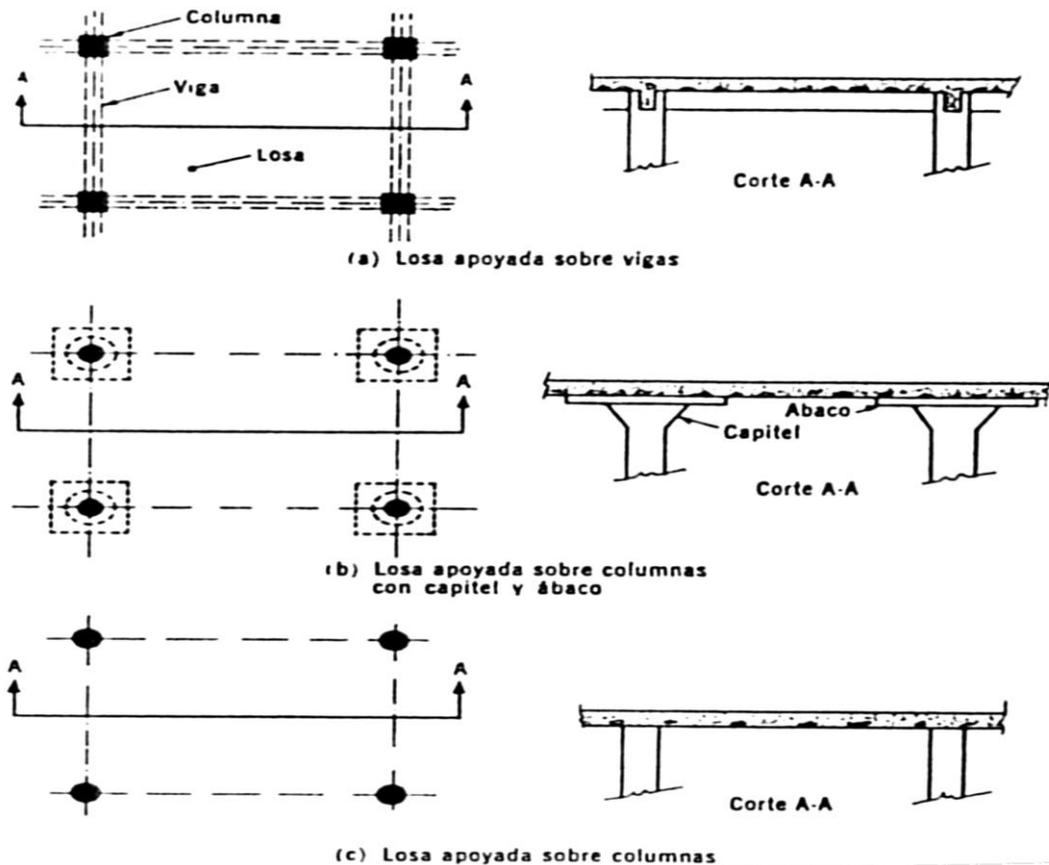


FIGURA 3.1 DISTINTOS SISTEMAS DE PISO

3.2 COMPORTAMIENTO Y MODO DE FALLA DE LOSAS PERIMETRALMENTE APOYADAS.

La gráfica carga-flexión en el centro del claro de una losa ensayada hasta la falla tiene la forma mostrada en la figura 3.2, en la que se distinguen las siguientes etapas.

- a) Una etapa lineal OA, en la que el agrietamiento del concreto en la zona de esfuerzos de tensión es despreciable. El agrietamiento del concreto por tensión representado por el punto A, ocurre bajo cargas relativamente altas. Las cargas de servicio de losas se encuentran generalmente cerca de la carga correspondiente al punto A.

- b) La etapa AB en la que existe agrietamiento de concreto en la zona de tensión y los esfuerzos en el acero de refuerzo son menor que el límite de fluencia. La transición de la etapa OA a la etapa AB es gradual, puesto que el agrietamiento del concreto se desarrolla paulatinamente desde las zonas de momentos flexionantes máximos hacia la zona de momentos flexionantes menores. Por la misma razón, la pendiente de la grafica carga-deflexión disminuye poco a poco.
- c) La etapa BC en la que los esfuerzos en el acero de refuerzo sobre pasan el límite de fluencia. Al igual que el agrietamiento del concreto, la fluencia del refuerzo empieza en las zonas de momentos flexionantes máximos y se propaga paulatinamente hacia las zonas de momentos menores.
- d) Por último, la rama descendiente CD, cuya amplitud depende, como en el caso de las vigas, de la rigidez del sistema de aplicación de cargas.

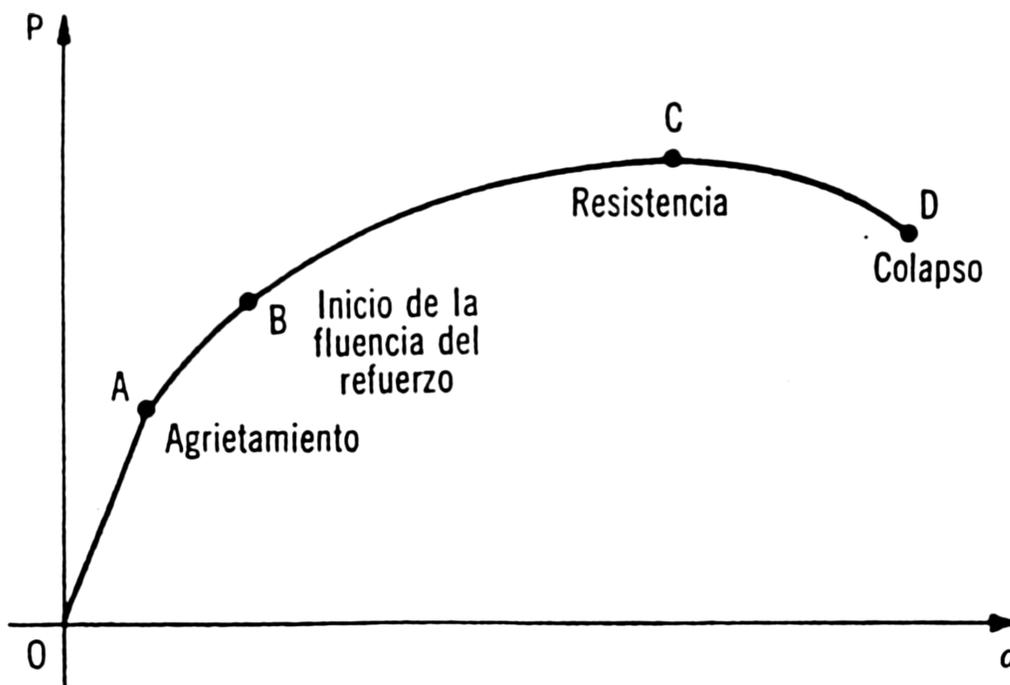


FIGURA 3.2 GRAFICA CARGA-DEFLEXION DE UNA LOSA

En etapas cercanas a las fallas, se forman grietas muy anchas a lo largo de las diagonales, que indican que el acero de refuerzo ha fluido y a alcanzado grandes deformaciones.

Las deformaciones por flexión de la losa se concentran en estas líneas que reciben el nombre de líneas de fluencia, mientras que las deformaciones en las zonas comprendidas entre las líneas de fluencia son, en comparación, muy pequeñas.

La amplitud de las zonas de comportamiento inelástico depende del porcentaje de refuerzo de flexión. Generalmente, este porcentaje es pequeño en losas, por lo que tales elementos resultan subreforzados y las zonas inelásticas son amplias.

3.3 METODOS DE ANALISIS Y DISEÑO DE LOSAS PERIMETRALMENTE APOYADAS (REGLAMENTO DEL D.D.F.)

Para dimensionar losas por este método, se obtienen los momentos flexionantes utilizando los coeficientes que se presentan en la tabla 3.1. Los momentos así obtenidos son momentos por unidad de ancho. Después se calcula el peralte y el porcentaje de refuerzo utilizando la fórmula de flexión, como si se tratase de vigas de ancho unitario.

El método del reglamento del Reglamento del Distrito Federal está basado en uno desarrollado originalmente por Seis y Newmark. Obsérvese que se incluyen coeficientes para losas construidas monolíticamente con las vigas de apoyo. Esto se debe, en el primer caso, a que las vigas proporcionan cierta restricción a la losa contra giro mientras que en el segundo caso la losa puede girar libremente.

Las lozas que se dimensionen con los coeficientes de la tabla 3.1 deben considerarse divididas, en cada dirección, en dos franjas de borde y una central como se muestra en la figura 3.3. La determinación de los anchos de las franjas se hace de la siguiente manera. Para relaciones de claro corto a claro largo mayores que 0.5, las franjas centrales tienen un ancho igual a la mitad del claro perpendicular a ellas, y cada franja extrema tiene un ancho igual a la cuarta parte del mismo. Para relaciones menores que 0.5, la franja central perpendicular a lado largo tiene un ancho igual a $a_2 - a_1$ y cada franja extrema, igual a $a_1 / 2$, donde a_1 es el claro corto y a_2 es el claro largo. Los momentos determinados con los coeficientes de la tabla 3.1 corresponden a las franjas centrales. Los coeficientes de las franjas extremas son iguales a los de la tabla multiplicados por 0.60.

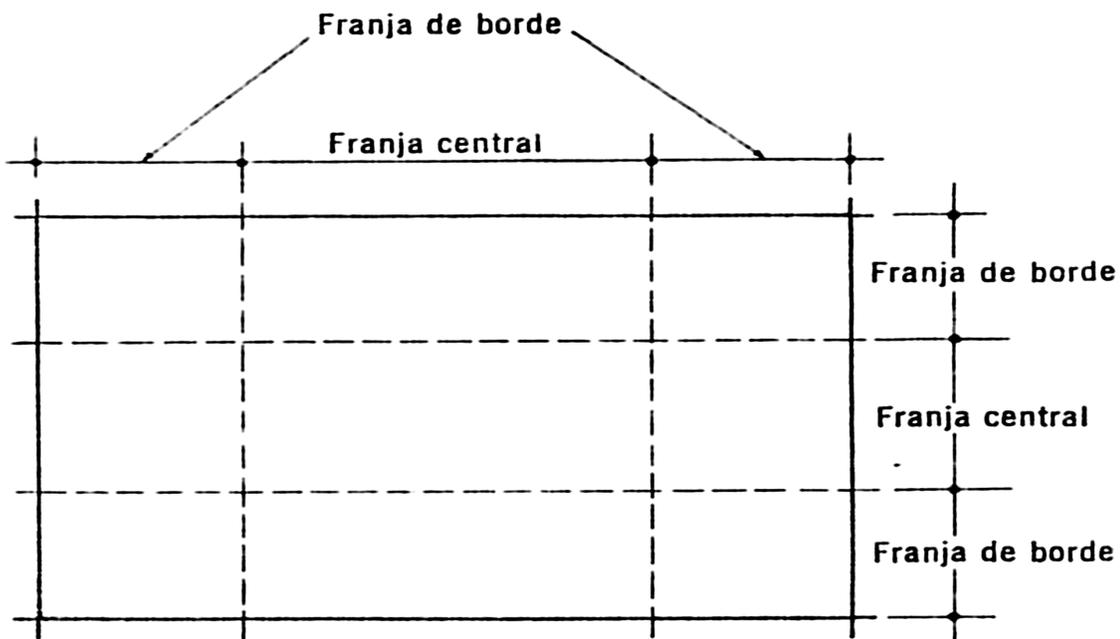


FIGURA 3.3 DIVISION DE UNA LOZA EN FRANJAS CENTRALES Y FRANJAS DE BORDE

Coeficientes de momentos flexionantes para tableros rectangulares, franjas centrales

Tablero	Momento	Claro	Relación de lados corto a largo, $m = a_1/a_2$															
			0		0.5		0.6		0.7		0.8		0.9		1.0			
			I ²	II ²	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II		
Interior Todos los bordes continuos	Neg. en bordes interiores	corto	998	1018	553	565	489	498	432	438	381	387	333	338	288	292		
		largo	516	544	409	431	391	412	371	388	347	361	320	330	288	292		
	Positivo	corto	630	668	312	322	268	276	228	236	192	199	158	164	126	130		
		largo	175	181	139	144	134	139	130	135	128	133	127	131	126	130		
De borde Un lado corto discontinuo	Neg. en bordes interiores	corto	998	1018	568	594	506	533	451	478	403	431	357	388	315	346		
		largo	516	544	409	431	391	412	372	392	350	369	326	341	297	311		
	Neg. en bordes dis.	largo	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0		
	Positivo	corto	630	668	329	356	292	306	240	261	202	219	167	181	133	144		
De borde Un lado largo discontinuo	Neg. en bordes interiores	corto	1060	1143	583	624	514	548	453	481	397	420	346	364	297	311		
		largo	587	687	465	545	442	513	411	470	379	426	347	384	315	346		
	Neg. en bordes dis.	corto	651	0	362	0	321	0	283	0	250	0	219	0	190	0		
	Positivo	corto	751	912	334	366	285	312	241	263	202	218	164	175	129	135		
De esquina Dos lados adyacentes discontinuos	Neg. en bordes interiores	corto	1060	1143	598	653	530	582	471	520	419	464	371	412	324	364		
		largo	600	713	475	564	455	541	429	506	394	457	360	410	324	364		
	Neg. en borde discontinuos	corto	651	0	362	0	321	0	277	0	250	0	219	0	190	0		
		largo	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0		
Extremo Tres bordes discontinuos un lado largo continuo	Positivo	corto	751	912	358	416	306	354	259	298	216	247	176	199	137	153		
		largo	191	212	152	168	146	163	142	158	140	156	138	154	137	153		
	Neg. en borde cont.	corto	1060	1143	970	1070	890	1010	810	940	730	870	650	790	570	710		
	Neg. en bordes disc.	corto	651	0	370	0	340	0	310	0	280	0	250	0	220	0		
Extremo Tres bordes discontinuos un lado corto continuo		largo	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0		
	Positivo	corto	751	912	730	800	670	760	610	710	550	650	490	600	430	540		
		largo	185	200	430	520	430	520	430	520	430	520	430	520	430	520		
	Neg. en borde cont.	largo	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710		
Aislado Cuatro lados discontinuos	Neg. en borde disc.	corto	570	0	480	0	420	0	370	0	310	0	270	0	220	0		
		largo	330	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0		
	Positivo	corto	1100	1670	960	1060	840	950	730	850	620	740	540	660	430	520		
		largo	200	250	430	540	430	540	430	540	430	540	430	540	430	540		
	Neg. en bordes discontinuos	corto	570	0	550	0	530	0	470	0	430	0	380	0	330	0		
		largo	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0		
	Positivo	corto	1100	1670	830	1380	800	1330	720	1190	640	1070	570	950	500	830		
		largo	200	250	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830		

Para doblar varillas y para aplicar los requisitos de adherencia y anclaje de acero en el momento positivo, se supone que las líneas de inflexión están localizadas a una distancia de un sexto del claro corto a partir de los bordes del tablero.

El método descrito puede aplicarse únicamente si se satisfacen las siguientes limitaciones:

- Los tableros son aproximadamente rectangulares

- b) La distribución de la carga que actúa sobre la losa es aproximadamente uniforme en cada tablero
- c) Los momentos negativos en el apoyo común de dos tableros adyacentes no difieren entre sí en más que 50% del menor de ellos
- d) La relación de carga viva a carga muerta no es mayor que 2.5 para losas monolíticas con sus apoyos ni mayor que 1.5 en otros casos

3.4 ANALISIS AL LÍMITE.

El análisis al límite admite que, debido a la plasticidad, puede aparecer la redistribución de momentos y cortantes a partir de la distribución dada por la teoría elástica, antes de que se alcance la carga máxima. Esta nueva distribución de los momentos, tiene lugar debido a que, para secciones críticas de concreto reforzado, habrá poco cambio en el momento con la curvatura una vez que el acero a tensión haya alcanzado la resistencia de fluencia. Así, cuando las secciones con mayores esfuerzos de una losa alcanzan el momento de fluencia, tiende a mantener una capacidad de momento cercana a la resistencia a flexión al incrementarse la curvatura, mientras que la fluencia del refuerzo de la losa se extiende a otras secciones de la losa con un aumento adicional de carga. El análisis al límite calcula la carga máxima de la losa y la distribución de momentos y cortantes bajo esta, suponiendo que las secciones de la losa son lo suficientemente dúctiles para permitir que tenga lugar la nueva distribución de los momentos flexionantes.

El método de límite inferior postula una distribución de momentos en el sistema de la losa bajo carga máxima de modo tal que:

- 1.- Las condiciones de equilibrio se satisfacen en todos los puntos del sistema de la losa.
- 2.- El criterio de fluencia que define la resistencia de las secciones de la losa no debe excederse en ninguna parte del sistema de la losa.

3.- Se deben cumplir las condiciones de borde.

La carga máxima se calcula a partir de la ecuación de equilibrio y de la distribución postulada de los momentos. Para un sistema de losas dado, el método de límite inferior da una carga máxima que es correcta o demasiado baja; es decir, nunca se sobreestima la carga máxima.

El método del límite superior postula un mecanismo de colapso para el sistema de losas bajo carga máxima de modo tal que:

1.- Los momentos en las articulaciones plásticas no son mayores que los momentos máximos de resistencia de las secciones.

2.- El mecanismo de colapso es compatible con las condiciones del borde.

Un mecanismo de colapso se compone de secciones de la losa separadas por líneas de articulación plástica, y la carga máxima se calcula basándose en el mecanismo postulado de colapso. Sin embargo, no se revisan las partes de la losa entre las líneas de articulación plástica para estar seguros de que los momentos en dichos lugares no exceden los momentos máximos de resistencia disponibles en tales secciones. Se excederán los momentos máximos de resistencia entre las articulaciones plásticas, si se postula un mecanismo incorrecto de colapso. Para un sistema de losas dado el método del límite superior da una carga máxima que es correcta o demasiado alta, pero si se prueban todos los posibles mecanismos de colapso para el sistema de losas, el mecanismo que dé la carga máxima más baja, será el correcto. Es evidente que debe asegurarse de que se usa el mecanismo correcto de colapso; de otro modo, se sobreestimara la carga máxima.

La diferencia entre los dos métodos se puede ilustrar para el caso simple de la losa reforzada en una dirección, uniformemente cargada, empotrada en los apoyos y que se ilustra en la figura 3.4a. La losa tiene momentos máximos de resistencia por ancho unitario de m_u para el momento negativo y m_u para el momento positivo. Para una solución por el límite inferior, se puede seleccionar el

diagrama de momento límite de la figura 3.4b. Esta distribución de momentos constituye una solución posible debido a que los momentos máximos de resistencia no exceden en ninguna parte los de la losa. De estática, es evidente que la carga máxima por área unitaria w_u calculada por el diagrama de momentos es demasiado baja por el hecho de que los momentos máximos de resistencia no se alcanzan en todas las secciones críticas. Es necesario modificar el diagrama de momentos para permitir que los momentos en las tres secciones críticas lleguen a su capacidad máxima antes de que se calcule la carga máxima o última correcta. Alternativamente, para una solución, del límite superior, se puede escoger el mecanismo de colapso de la figura 3.4c.

Es evidente que la carga máxima dada por tal mecanismo posiblemente es incorrecta y que predice una carga que es demasiado alta, como se puede ver del diagrama resultante de momentos límite de la figura 1.4d, en el que se excede el momento máximo positivo de resistencia.

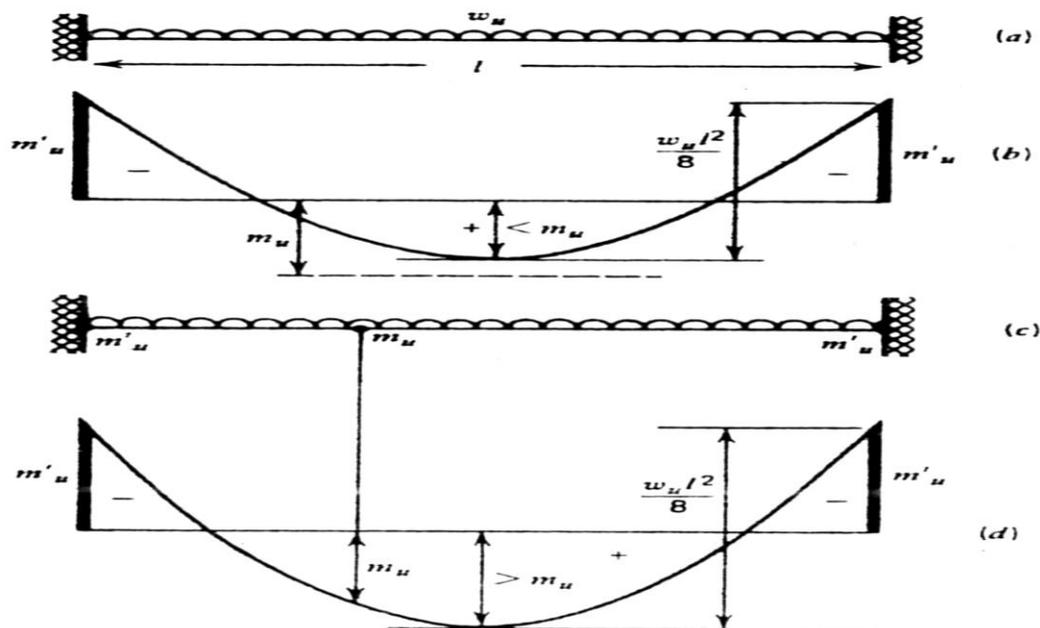


FIGURA 3.4 SOLUCIONES BASADAS EN EL ETODO DEL LIMITE INFERIOR Y SUPERIOR

El mecanismo de colapso y carga máxima correctos están dados cuando se formen articulaciones plásticas en los apoyos y a la mitad del claro. El ejemplo de una simple losa, podrá parecer trivial debido a que la solución correcta es evidente solo por inspección. Sin embargo, es más difícil determinar las soluciones de análisis al límite en losas con formas y condiciones de bordes más complejas, y no siempre resulta evidente dictaminar si se ha encontrado la solución correcta.

3.5 ANALISIS CON LA TEORIA DE LA ELASTICA.

El análisis clásico de la teoría de la elástica se aplica a losas isotrópicas que sean lo suficientemente delgadas para que la deformación por cortante sea considerable y que sean tan gruesas como para que las fuerzas en su plano carezcan de importancia. La mayor parte de las losas de piso caen dentro del rango en el que es aplicable la teoría de la elástica clásica. La distribución de momentos y cortantes hallados por la teoría de la elástica es tal que:

1. Las condiciones de equilibrio se satisfacen en cada punto de la losa.
2. Se cumplen con las condiciones de borde.
3. El esfuerzo es proporcional a la deformación; esto es, los momentos flexionantes son proporcionales a la curvatura.

La ecuación que rige es una ecuación diferencial parcial de cuarto orden en términos de la flexión de la losa en un punto general de esta, la carga sobre la losa y la rigidez a la flexión de la sección de la losa. Esta ecuación es muy difícil de resolver en muchos casos reales, en especial cuando se toman en cuenta los efectos de las deformaciones del sistema de apoyo. Sin embargo, se han desarrollado muchas técnicas analíticas a fin de obtener soluciones. En particular, el uso de computadoras, así como el método de las diferencias finitas o bien el método del elemento finito, permiten soluciones por la teoría elástica para sistemas de losas bajo cualquier condición de carga o de borde.

3.6 SELECCION DEL TIPO DE LOSA DE PISO.

La selección del tipo de losa para un determinado piso depende de muchos factores. La economía de construcción constituye obviamente una consideración importante, pero es un argumento cualitativo hasta que se discutan casos específicos, y es geográficamente variable. Son importantes las cargas de diseño, los claros necesarios, los requerimientos de servicio y de resistencia.

Para las losas y vigas la selección entre una losa y una placa plana es generalmente un asunto de cargas y claros. La resistencia de la placa plana está a menudo controlada por la resistencia al cortante en las columnas, y para cargas de servicios mayores de unos 4.8 KN/m^2 y claros no mayores de 7 a 8 metros la losa plana es a menudo la mejor selección. Si los requisitos arquitectónicos o de otros tipos excluyen los capiteles o tableros deprimidos se puede mejorar la resistencia al cortante utilizando cabezales de cortante metálicos o alguna otra forma de refuerzo cortante, pero pueden elevarse los costos.

Es preciso controlar los requisitos de servicio y, a veces, es difícil controlar las deflexiones en losas de concreto reforzado sin vigas. Las cargas vivas grandes y los pequeños límites permisibles para las deflexiones pueden obligar a usar grandes capiteles en las columnas. El agrietamiento por momento negativo, alrededor de las columnas constituye a veces un problema en las placas planas, pero podría ser útil aquí un capitel de columnas para su control.

De igual manera se pueden controlar las deflexiones y los esfuerzos cortantes añadiendo vigas en lugar de capiteles de columnas. En el caso en el que se impongan severos límites a las deflexiones, la losa reforzada en dos direcciones será más apropiada y aunque en la introducción de vigas moderadamente rígidas reducirá la reflexión más de lo que sea capaz el mayor capitel de columna. Además, las vigas se pueden reforzar fácilmente para resistir las fuerzas cortantes.

Es compleja la selección entre losas reforzadas en dos direcciones y losas sin vigas para situaciones más usuales. En términos de economía del material,

especialmente del acero, la losa reforzada en dos direcciones es con frecuencia mejor debido a los grandes peraltes efectivos de las vigas. Sin embargo, en términos de mano de obra para la construcción de piso, la placa plana es mucho más barata debido al cimbrado simple y la distribución menos compleja del acero.

La losa plana es algo más costosa en mano de obra que la placa plana, pero las cimbras para los capiteles se pueden encontrar muchas veces como unidades prefabricadas, lo que puede ayudar a limitar los costos. El parámetro real de costo es la relación entre los costos de mano de obra y el material. Son pocas las losas reforzadas en dos direcciones que se constituyen en zonas de costos altos de mano de obra, a menos que se tengan razones estructurales definidas, y son muchas las que se constituyen en lugares en donde el acero representa el material más costoso.

Al seleccionar el tipo de losa no se deben pasar por alto los usos locales entre los constructores, proyectistas y usuarios. Existe una natural tendencia en el hombre de querer repetir lo que se ha realizado previamente con éxito y la resistencia al cambio puede afectar los costos. Sin embargo, no se debe permitir que los viejos hábitos prevalezcan sobre las sólidas decisiones de ingeniería.

Si una placa plana o una losa plana es adecuada para una determinada estructura se puede controlar con el beneficio adicional de poder disminuir la altura del piso. En áreas donde hay absolutas restricciones en la altura, lo anterior podría permitir tener un piso adicional para aproximadamente cada diez pisos, comparando con una losa reforzada en dos direcciones con la misma altura libre entre pisos. El ahorro en la altura origina otras economías para un número dado de pisos, ya que ciertos accesorios para instalaciones como los pozos de elevadores y las tuberías serán más cortas. Se tendrá un área exterior menos, de manera que las cargas por viento pueden ser menos severas y el edificio pesará menos, lo que podría significar reducciones en el costo de las cimentaciones y otros componentes estructurales.

CAPITULO IV

MUROS

4.1 Introducción (muros).

4.2 Tipos de muros estructurales.

4.3 Muros estructurales esbeltos.

4.4 Muros estructurales robustos.

CAPITULO IV

MUROS

4.1 INTRODUCCION.

Es común que se denomine a los muros de concreto reforzado como “muros de corte” o “muros de cortante” porque resisten un alto porcentaje de la fuerza cortante lateral total. Sin embargo, esos términos son desafortunados y un tanto engañosos puesto que la mayoría de los muros se pueden diseñar de manera que tengan un comportamiento dominado por flexión y que por lo tanto, exhiban un modo de falla dúctil.

Los muros estructurales bien diseñados y detallados ofrecen varias ventajas para su uso en zonas sísmicas:

1. Poseen una mayor rigidez que la de los marcos de concreto reforzado.
2. Dada su alta rigidez, exhiben un comportamiento adecuado ante sismos moderados.
3. Poseen una buena capacidad de deformación (ductilidad) que le permite resistir a los sismos intensos.

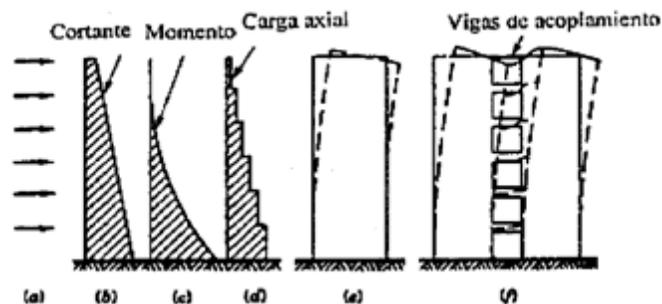


Fig. 5.1 VARIACION DE LA FUERZA CORTANTE, MOMENTO Y CARGA AXIAL EN UN MURO ESTRUCTURAL AISLADO.

Los muros estructurales deben diseñarse para resistir la variación del cortante en la altura (que es el máximo en la base), del momento, que produce compresión en un extremo y tensión en el extremo opuesto, así como las cargas

gravitacionales que producen compresión en el muro (figura 5.1). La cimentación debe diseñarse para resistir el cortante y el momento máximos que pueden desarrollarse en la base del muro.

El refuerzo en la base debe detallarse cuidadosamente para que las fuerzas puedan transferirse entre el muro y la cimentación; en particular, se debe enfatizar la unión y el anclaje de varillas.

Aunque es difícil satisfacer todos los requisitos de funcionamiento de un edificio, los muros estructurales deben colocarse de manera que la distribución de rigidez en planta sea simétrica y que la configuración sea estable torsionalmente (figura 5.2).

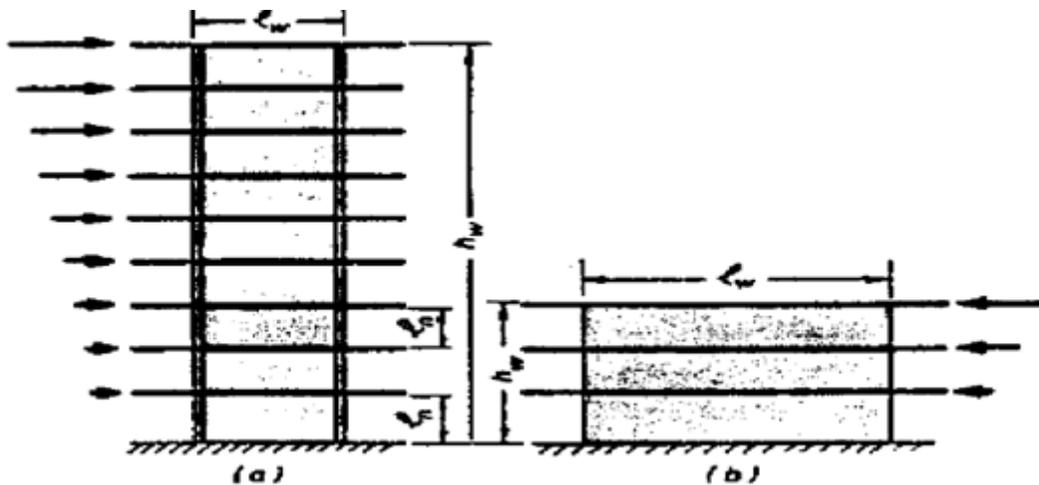


Fig. 5.2 Ejemplo de estabilidad torsional en sistemas de muros estructurales

A demás se debe observar que la cimentación puede resistir el momento de volteo de la base. Es preferible la colocación de un mayor número de muros estructurales en el perímetro como sea posible. Otro aspecto a considerar es que mientras mayor sea la carga gravitacional resistida por un muro, menor será la demanda por refuerzo de flexión y más fácil será la transmisión de momentos de volteo a la cimentación. Por tanto, a menor cantidad de muros, mayor son las fuerzas que deben ser transmitidas a la cimentación.

4.2 TIPOS DE MUROS ESTRUCTURALES.

SEGÚN LA FORMA DE SU SECCION TRANSVERSAL

Atendiendo a la sección transversal de los muros pueden ser presentados como los de la figura 3.

En algunas ocasiones los muros poseen elementos extremos (5.3b, 5.3c, 5.3d) para permitir el anclaje adecuado de vigas transversales, para colocar el refuerzo a flexión, para dar estabilidad a muros con almas angostas y para proporcionar un confinamiento más efectivo del concreto en la zona de articulación plástica.

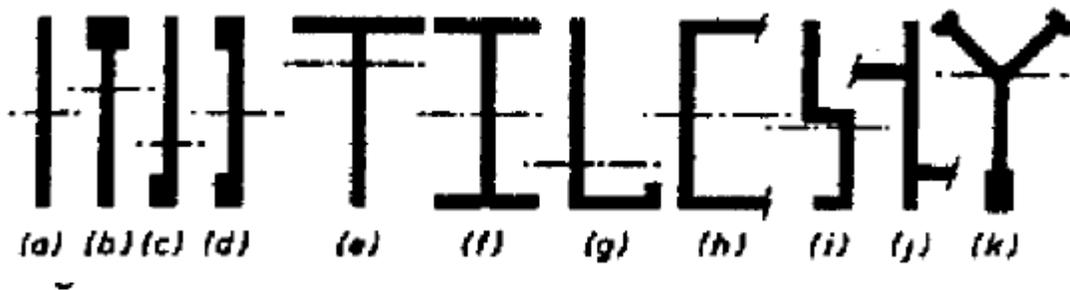


Fig. 5.3 Secciones transversales comunes de muros estructurales

Por lo general, el espesor mínimo de un muro estructural es de 20 cm si se emplean varillas corrugadas para su refuerzo, y de 15 cm si se usa malla de acero electro soldada.

SEGÚN SU FORMA EN LA ELEVACION

La mayor parte de los muros son prismáticos, es decir, que no sufren cambios de dimensiones en su elevación. Sin embargo es frecuente que su espesor disminuya con la altura. De acuerdo con las variaciones en la altura, los muros estructurales se pueden clasificar como muros estructurales sin aberturas y muros con aberturas. En el último caso las aberturas se dejan para colocar ventanas, puertas o ambas.

La mayoría de los muros estructurales se pueden tratar como viga-columna. Las fuerzas laterales son introducidas mediante una serie de cargas puntuales a través de los diafragmas de piso. Dada su relación de aspecto altura del muro entre longitud, se distinguen muros esbeltos con relaciones h/l mayores que dos, y muros robustos para relaciones menores o iguales a dos (figura 5.4).

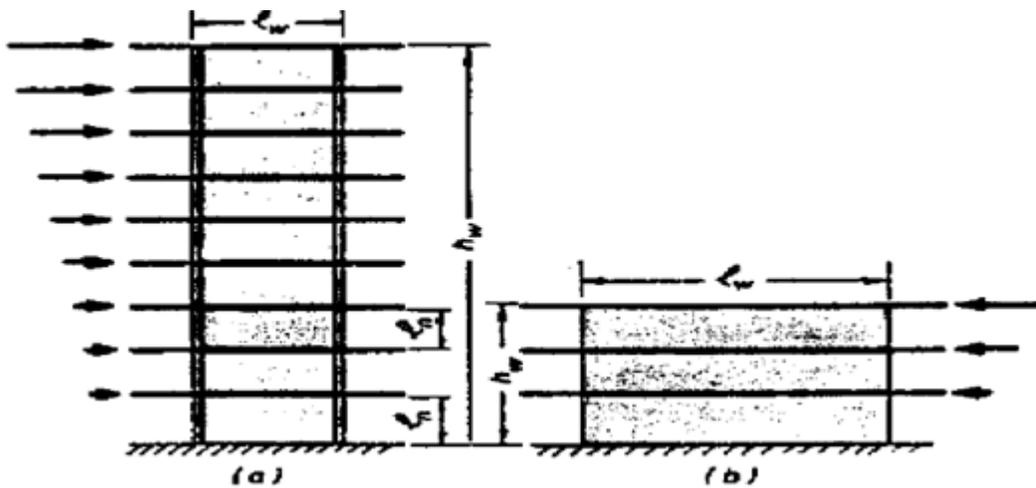


Fig.5.4 Muros estructurales, esbeltos y robustos

Es importante señalar que los muros bajos (robustos) poseen una elevada resistencia a la flexión, aun para refuerzo vertical mínimo, por lo que es necesario aplicar fuerzas cortantes muy altas para desarrollar dicha resistencia. Esto provoca que el comportamiento de este tipo de muros sea dominado por corte.

Las aberturas de los muros deben colocarse de forma que no disminuyan las resistencias a la flexión y al cortante.

SEGÚN SU COMPORTAMIENTO

Según su comportamiento, los muros estructurales de concreto pueden dividirse en:

1. Muros de cortante, en los cuales el corte controla las deflexiones y la resistencia.
2. Muros de flexión, en la que la flexión controla las deflexiones y la resistencia.

3. Muros dúctiles que poseen buenas características de disipación de energía ante cargas cíclicas reversibles.

Si esperamos un comportamiento esencialmente elástico, cualquier muro de los citados sería adecuado. Sin embargo, si anticipamos que el muro estará sometido a deformaciones en el intervalo inelástico, como ante sismos, es inaceptable el uso de muros por cortante; es preferible un muro dúctil.

4.3 MUROS ESTRUCTURALES ESBELTOS.

MODOS DE FALLA Y CRITERIOS DE DISEÑO

Un prerrequisito para el diseño de muros estructurales dúctiles es que la fluencia del refuerzo por flexión en zonas de articulación plástica defina la resistencia, las deformaciones inelásticas y capacidad de deformación de toda la estructura.

De esta manera, la principal fuente de disipación de energía será la plastificación del acero a flexión. Se deben evitar los modos de falla debidos a la fractura del acero a flexión, a tensión diagonal o a compresión diagonal causados por cortante. Así mismo, se debe de evitar las fallas causadas por inestabilidad del alma del muro o del refuerzo principal a compresión, el deslizamiento por cortante a lo largo de puntos de construcción y la falla por cortante o adherencia a lo largo de uniones de barras o de anclaje. En la figura 5.5 se muestra la respuesta isterética de un muro estructural controlado por la resistencia el corte.

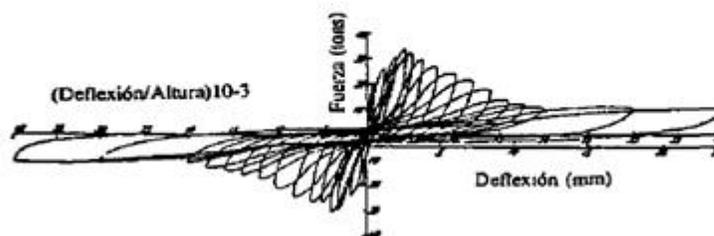


Fig. 5.5 Respuesta histérica dominada por la resistencia de un muro estructural

Es evidente la continua reducción en la resistencia y en la capacidad de disipación de energía con los ciclos. Por el contrario en la figura 5.6 se presenta la respuesta isterética estable de un muro estructural dúctil. Es claro que aun para una ductilidad de desplazamiento igual a 4, la respuesta exhibe una capacidad de disipación de energía muy buena.

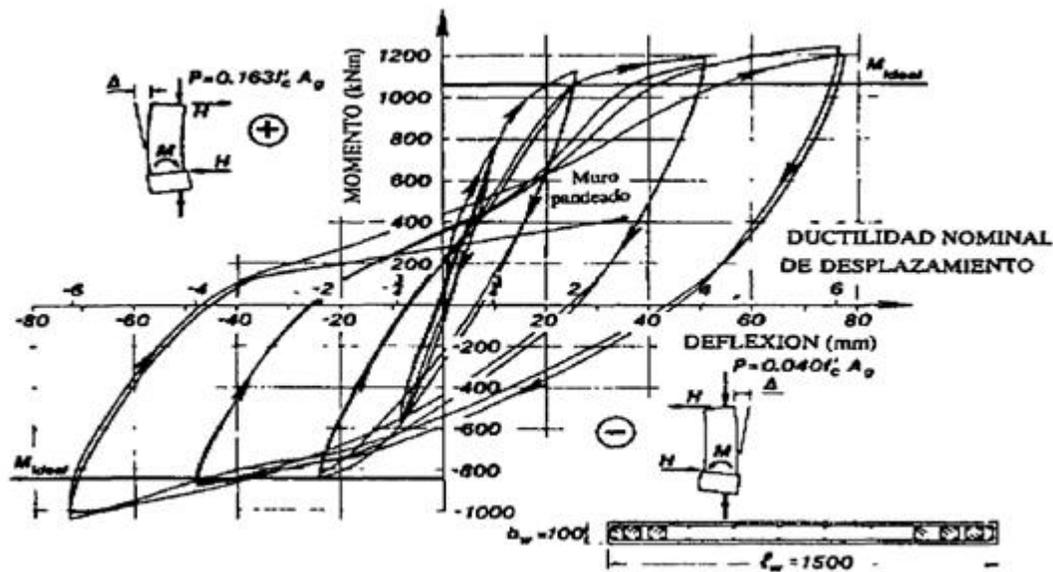


FIGURA 5.6 Respuesta histórica estable de un muro estructural dúctil

El comportamiento de muros estructurales dúctiles es comparable con el de columnas; su capacidad de rotación plástica es aceptada por fuerzas axiales y cortantes, puesto que el área bruta de la sección de un muro estructural es muy grande, las cargas axial que obraran sobre el estarán muy por debajo del punto balanceado; debido a lo anterior, una adecuada ductilidad de curvatura se logra si:

1. Se coloca el refuerzo por flexión en los extremos del muro; y
2. Se confinan estos extremos mediante estribos con varias separaciones. El confinamiento aumentara la capacidad de deformación útil del concreto y retrasara el pandeo del acero a flexión.

Para evitar problemas de corte, el diseño de flexión debe garantizar que:

1. El agrietamiento diagonal del muro no ocurra aun ante los momentos máximos que se pueden producir por el muro;
2. Si ocurriese el agrietamiento diagonal, el cortante seria resistido por el refuerzo del muro, y
3. Los esfuerzos nominales del corte deben mantenerse bajos para retrasar la falla por deslizamiento del muro y para prevenir el aplastamiento del concreto en el alma.

Los criterios de diseño anteriores son fácilmente satisfechos en muros esbeltos cuyo comportamiento por naturaleza es dominado por flexión. Sin embargo, es prácticamente imposible diseñar los muros robustos para que su comportamiento sea dominado por flexión. En esos casos es preferible diseñar los muros para que permanezcan elásticos ante las cargas máximas anticipadas.

RESISTENCIA A LA FLEXIÓN

Para diferentes cargas axiales en los muros es factible calcular la relación momento-curvatura empleando un programa de computadora, este diagrama describe el comportamiento del elemento; es similar a un diagrama esfuerzo-deformación de un material.

Suponiendo un bloque equivalente de esfuerzos en el concreto a compresión y que el acero a tensión está sometido a un esfuerzo igual o menor que el esfuerzo de fluencia, se puede obtener por equilibrio de fuerzas en la sección que la capacidad a flexión de un muro estructural está dada por:

$$M_n = 0.5 A_s f_y l_w \left(1 + \frac{N_n}{A_s f_y} \right) \left(1 - \frac{c}{l_w} \right)$$

Si colocamos el refuerzo por flexión en el muro en cantidad igual a la requerida por el momento flexionante obtenido del análisis de la estructura, es teóricamente posible la formación de la articulación plástica en cualquier parte de la altura del muro. Por la tanto, si deseamos que la articulación se forme en la

base del elemento es necesario diseñar por flexión el resto del muro por arriba del momento ultimo (sobre diseñar). A demás, el refuerzo por flexión debe de cortarse de manera que la articulación ocurra en la base.

RESISTENCIA AL CORTANTE

La resistencia al corte en muros estructurales esbeltos esta proporcionada por el concreto y el acero horizontal. El componente de la resistencia debida al concreto depende de que hayan aparecido grietas diagonales en el alma del muro o que el muro exhiba figuras por flexión-cortante. En el primer caso, las grietas empiezan cerca del centro del alma y aparecen cuando los esfuerzos principales a tensión exceden la resistencia a tensión del concreto.

Para fines de diseño, la contribución del concreto a la resistencia se puede tomar de manera conservadora igual a la empleada en vigas. La única diferencia está en el peralte efectivo que, para el caso de muros se toma como $0.81l_w$. Para una longitud de muro dada, el peralte efectivo dependerá de la cuantía y de la distribución del acero vertical.

Con objeto de garantizar la resistencia del muro al agrietamiento diagonal del concreto, es necesario colocar una cuantía mínima de refuerzo horizontal. Para valores normales de resistencia a la compresión del concreto y varillas grado 400 (grado 400 se refiere a $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$), la cuantía mínima es igual a 0.25%. Esta cantidad de refuerzo es adecuada para controlar los cambios volumétricos del concreto.

El deslizamiento por cortante en muros estructurales esbeltos es menos crítico que en vigas debido a la carga axial actuante y a la distribución uniforme del refuerzo vertical. Este ultimo ayuda a controlar el agrietamiento horizontal y resiste el cortante mediante la acción de dovela y cortante-fricción. En planos de deslizamiento potencial es recomendable colocar el acero vertical a una separación igual al espesor del muro.

CONFINAMIENTO E INESTABILIDAD

Un adecuado confinamiento del concreto incrementa la resistencia a la compresión y su capacidad de deformación (ductilidad). Cuando fluye el refuerzo a flexión del muro, los esfuerzos a compresión en el concreto aumentan para equilibrar la tensión, pero si el concreto no está confinado, puede alcanzar la falla rápidamente. En este caso la falla se caracterizaría por el aplastamiento y desconchamiento del concreto en una gran porción de los extremos del muro. El confinamiento debe extenderse sobre la zona de la articulación plástica.

Para evitar una posible falla por inestabilidad de la zona de compresión del muro, es recomendable que el espesor del muro sea mayor o igual a un decimo de la altura de la planta baja del edificio. El pandeo del refuerzo principal a compresión se puede retrasar si este se confina con estribos cerrados separados a seis veces el diámetro máximo nominal de la varilla vertical del muro.

Aun cuando el muro se confine, es posible que pueda fallar por inestabilidad lateral del núcleo confinado. Esta falla puede evitarse si se colocan patines en los extremos del muro.

DISEÑO SEGÚN NTC-CONCRETO

Los edificios, en los cuales los muros resistan la totalidad de las fuerzas laterales, se diseñan con un factor de comportamiento sísmico $Q=3$ si se satisfacen los requerimientos para elementos extremos; de otra manera se emplea $Q=2$. El valor $Q=3$ presupone que la capacidad de disipación de energía y la ductilidad del muro estructural son buenas, de aquí que es indispensable una inspección y supervisión estrictas durante la construcción. De particular relevancia es la colocación del refuerzo transversal, traslapes y anclajes según los planos estructurales. También se indica la distribución del refuerzo vertical por flexión en la longitud del muro y el corte del refuerzo. La razón de colocar el refuerzo vertical distribuido en muros robustos obedece a consideraciones de resistencia al cortante. Para muros con relación de aspecto h/l mayor que 1.2, el corte del

refuerzo longitudinal se hará a una altura igual a 1.21_w . La razón es la de asegurar un anclaje adecuado del refuerzo en la zona de la articulación plástica.

Para usar $Q=3$, los elementos extremos de los muros deben confinarse con estribos colocados a pequeñas separaciones. Los estribos deberán ser cerrados y de una pieza, ya sea sencillo a sobrepuestos. El diámetro menor será varilla del número 10 (se refiere a 10 mm, es decir, de 3/8 pulgada). Los estribos deben rematar en una esquina con dobleces de 135° , seguidos de tramos rectos de no menos de 10 diámetros de largo.

La separación máxima no debe exceder de 10 cm. El cumplimiento de los requisitos de detallado anteriores es esencial para confinar adecuadamente el concreto, evitar pandeo del refuerzo longitudinal y mejorar la capacidad de disipación de energía y ductilidad del muro.

4.4 MUROS ESTRUCTURALES ROBUSTOS.

TIPOS DE MUROS

Se denomina muro estructural robusto a aquel con una relación de aspecto h/l menor o igual a dos. De acuerdo a su comportamiento se les puede clasificar en tres categorías:

1. Muros elásticos. Es usual que la resistencia de muros bajos sea tan alta que respondan en el intervalo elástico ante sismos intensos. La mayoría de los muros pertenece a este tipo.
2. Muros que pueden cabecear. Es el caso de los muros que resisten la mayor parte de la carga lateral aunque soportan una carga vertical relativamente baja. En este caso la capacidad del muro está limitada por la resistencia a volteo, si la cimentación se diseña para este tipo de comportamiento el muro permanece elástico.
3. Muros dúctiles. En algunas ocasiones no es posible diseñar la cimentación de manera que los muros permanezcan en el intervalo elástico. Entonces

es necesario diseñar los muros para que exhiban un comportamiento inelástico limitado.

Es común que la resistencia e flexión de estos muros sea tan alta que es difícil desarrollarla sin que fallen antes por corte. Es importante notar que este tipo de falla puede aceptarse si las demandas de ductilidad son mucho menores que las requeridas para muros esbeltos o acoplados. Estos muros deben identificarse como muros con ductilidad restringida.

RESISTENCIA A LA FLEXIÓN

Para resistir el momento flexionante, usualmente es suficiente colocar refuerzo vertical mínimo distribuido uniformemente. El principal problema es como resistir la fuerza cortante. Al igual que para los muros esbeltos, la distribución uniforme del acero vertical ayuda a resistir el deslizamiento por cortante mediante los mecanismos de cortante-fricción y acción de dovela de las varillas.

RESISTENCIA AL CORTE

En los primeros ensayos ante carga lateral realizados en muros bajos, se aplico la fuerza concentrada en las esquinas de los tableros. Los muros robustos, cargados de esta manera, pueden resistir cargas importantes debido a la formación de un puntal de compresión interno.

Sin embargo, los muros robustos son generalmente cargados mediante cargas puntuales transmitidas por los diafragmas de piso en cada nivel. En estos casos el mecanismo resistente de puntuales de compresión no es tan eficiente como en el caso de carga concentrada.

Al igual que en los muros estructurales esbeltos, es indispensable la colocación de refuerzo horizontal para resistir parte del cortante. Sin embargo, también es necesario colocar refuerzo vertical para tomar el cortante. Si

observamos la figura 5.7, es claro que para equilibrar el componente vertical del puntal a compresión, es necesario un sensor, es decir, refuerzo vertical. Se concluye que el cortante solamente se puede resistir si se coloca refuerzo vertical.

La cuantía mínima de refuerzo, tanto vertical como horizontal será igual a 0.25 % como para el caso de muros esbeltos.

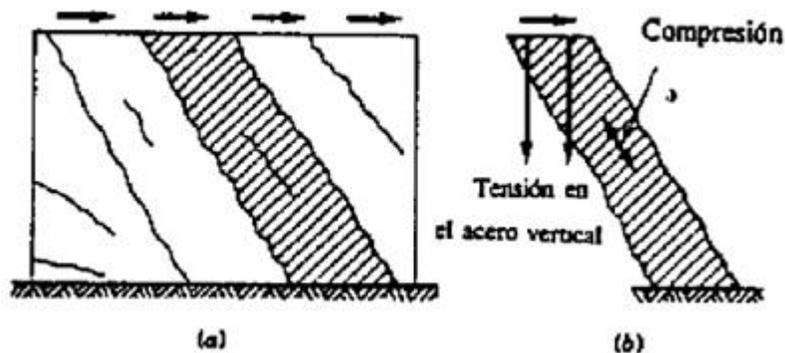


Figura 5. 7. Puntal de compresión entre grietas para muros robustos

En la figura 5.8 se presentan esquemáticamente los modos de falla por cortante de muros robustos. Se produce la falla por tensión diagonal (figura 5.8a) cuando el refuerzo horizontal es insuficiente para controlar la grieta. La resistencia a tensión diagonal depende de cómo se aplica la fuerza cortante. Así, si se puede distribuir la fuerza a lo largo del muro, y el agrietamiento por tensión diagonal no será sinónimo de falla

Si el esfuerzo cortante es elevado y el refuerzo horizontal es elevado, el concreto puede aplastarse bajo la compresión diagonal (figura 5.8c). Este caso es típico en muros con patines con una resistencia a la flexión elevada. A menudo, el aplastamiento puede extenderse sobre la longitud del muro (figura 5.8d). La falla por compresión diagonal conduce a una rápida pérdida de resistencia y debe evitarse cuando se diseñen los muros. Los reglamentos de construcción limitan el esfuerzo cortante máximo que se puede aplicar para asegurar que la falla por

compresión no disminuya la ductilidad disponible. Como se acaba de mencionar, las fallas por compresión o tensión diagonales se evitan si se limitan el esfuerzo cortante nominal y si se coloca refuerzo horizontal. Por tanto las deformaciones inelásticas ocurrirán en el refuerzo vertical.

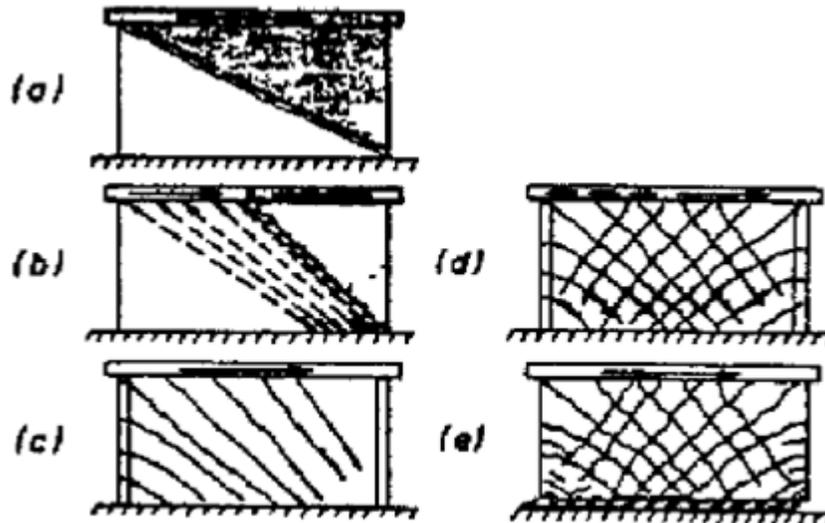


FIGURA 5.8 Modos de fallas de muros robustos

Después de algunos ciclos de carga, es posible que ocurra un deslizamiento de la base. Este fenómeno reduce la resistencia y la rigidez, la última particularmente abajo niveles de desplazamiento, lo que trae como consecuencia una disminución en la energía disipada. Debido a ese desplazamiento la fuerza de compresión en la zona a compresión de la flexión, se trasmite a través de superficies no uniformes de la grieta. Esto conduce a un mayor deterioro que se manifiesta al aplastamiento y desprendimiento del concreto. El daño en el concreto, a su vez, reduce la adherencia del acero vertical y la rigidez de la acción de dovela.

CAPITULO V

REQUISITOS COMPLEMENTARIOS

REQUISITOS COMPLEMENTARIOS (ADHERENCIA, ANCLAJE, AGRIETAMIENTO, Y DEFLEXIONES.

5.1 Introducción (definición de conceptos de adherencia y anclaje).

5.2 Pruebas de anclaje de varillas, pruebas de vigas y pruebas de traslapes de varilla.

5.3 Determinación de longitud de desarrollo.

5.4 Ganchos estándar.

5.5 Adherencia por flexión.

5.6 Traslapes.

5.7 Introducción (clasificación de grietas, aspectos básicos del agrietamiento).

5.8 Mecanismos de agrietamiento.

5.9 Formulas de predicción del agrietamiento.

5.10 Anchos permisibles en grietas.

5.11 Deflexiones bajo cargas de servicio de corta y larga duración.

5.12 Método de cálculo de deflexiones.

CAPITULO V

REQUISITOS COMPLEMENTARIOS (ADHERENCIA, ANCLAJE, AGRIETAMIENTO, Y DEFLEXIONES.

ADHERENCIA Y ANCLAJE

5.1 INTRODUCCION (DEFINICION DE CONCEPTOS DE ADHERENCIA Y ANLAJE, FACTORES QUE INFLUYEN EN LA ADHERENCIA).

En un elemento de concreto reforzado es necesario que exista adherencia entre el concreto y las varillas de refuerzo, de manera que ambos materiales estén íntimamente ligados entre sí.

Si no existe esta adherencia, el comportamiento del elemento difiere del descrito en los capítulos anteriores. En la figura 5.1 se ilustra la diferencia en comportamiento entre una viga con refuerzo adherido y otra en la que el refuerzo se encuentra libre dentro de la masa de concreto. En el primer caso (figura 5.1 a), los esfuerzos en el refuerzo varían a lo largo del elemento, ya que son prácticamente proporcionales a la magnitud del momento flexionante. En cambio, en el segundo caso (figura 5.1b) los esfuerzos en el refuerzo son constantes a lo largo del claro ya que, como las varillas están libres, el elemento se comporta como un arco atirantado y no como una viga; en este caso es necesario anclar mecánicamente las varillas en los extremos del elemento por medio de placas u otros dispositivos adecuados.

En estructuras con refuerzo adherido los esfuerzos varían a lo largo de las varillas de refuerzo. Para que pueda ocurrir esta variación, es necesario que se transmitan esfuerzos del refuerzo al concreto, como puede verse si se analizan diagramas de cuerpo libre de la varilla. Por ejemplo, en la (figura 5.1c) se muestra el diagrama de cuerpo libre de un tramo de varilla de la viga de la figura (5.1 a). La fuerza de tensión en el extremo de la derecha es mayor que en el extremo de la izquierda, porque es mayor el momento flexionante. Para que la varilla este en

equilibrio debe existir una fuerza de adherencia a su alrededor que es producida por esfuerzos de adherencia, entre el concreto y el acero.

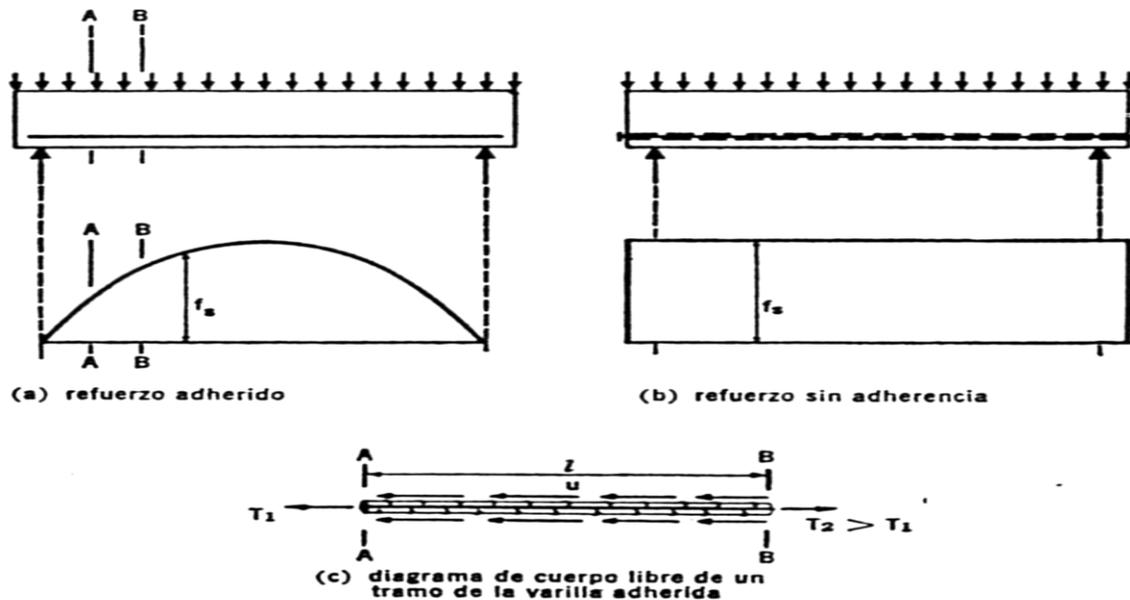


FIGURA 5.1 DIERENCIA ENTRE EL COMPORTAMIENTO DE UNA VIGA CON REFUERZO ADHERIDO Y OTRA CON REFUERZO NO ADHERIDO

Los esfuerzos de adherencia se desarrollan siempre que existe una diferencia de tensión entre dos secciones de una varilla de refuerzo.

La figura 5.2 muestra una varilla que esta ahogada en una masa de concreto y soporta un peso en su extremo libre. En la sección A-A la fuerza de tensión en la varilla es nula por ser extremo libre, mientras que en la sección B-B la fuerza de tensión es igual al peso que cuelga de la varilla.

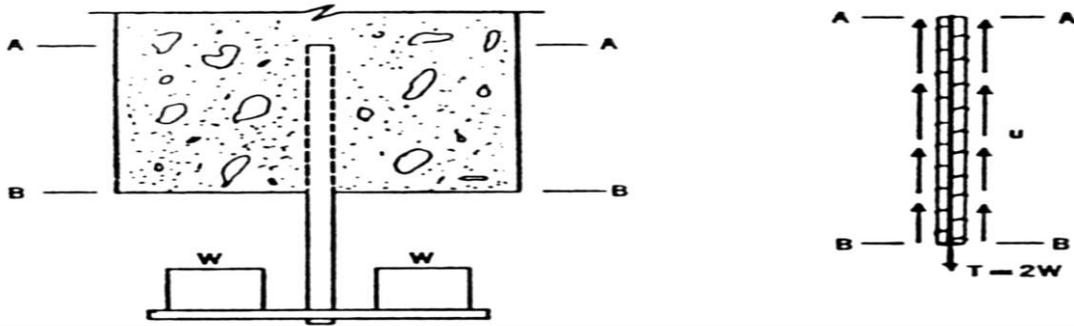


FIGURA 5.2 ESFUERZOS DE ADHERENCIA EN UNA VARILLA AHOGADA

En la figura 5.3 se muestran las fuerzas de tensión en varias secciones de una viga continua. En los puntos de inflexión son nulas porque es nulo el momento flexionante mientras que en otras secciones la fuerza de tensión es igual al momento flexionante dividido entre el brazo del par, formado por las fuerzas de compresión y tensión en la sección transversal, en la figura 5.3 se muestran las fuerzas de tensión en varillas traslapadas. En los extremos de estas varillas los esfuerzos de tensión son nulos por ser extremos nulos, mientras que en los extremos de traslapes las fuerzas de tensión son iguales al momento flexionante entre el brazo del par.

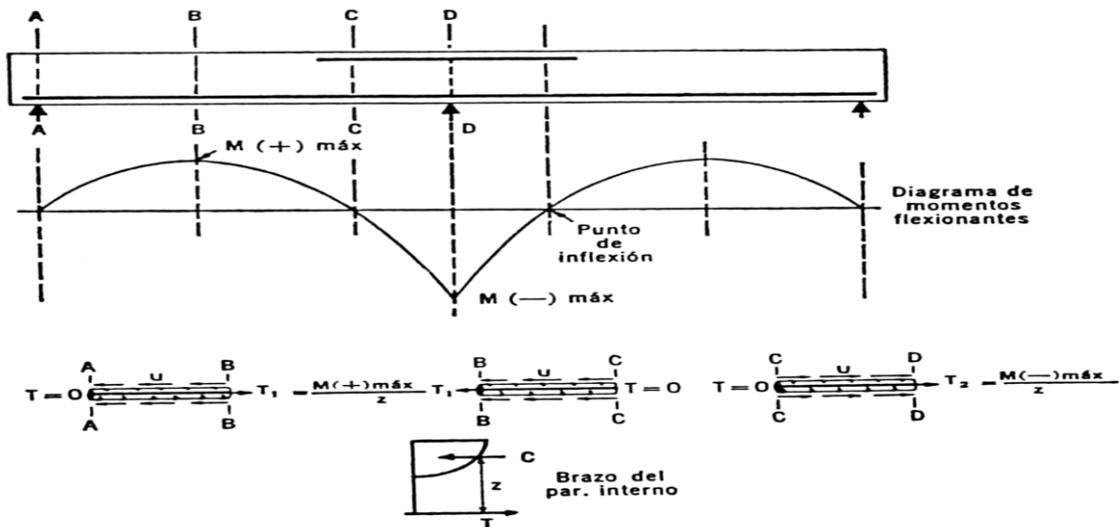


FIGURA 5.3 ESFUERZOS DE ADHERENCIA EN EL REFUERZO DE UNA VIGA CONTINUA

La adherencia o resistencia al deslizamiento del refuerzo tiene su origen en los fenómenos siguientes:

- a) Adhesión de naturaleza química entre el acero y el concreto
- b) Fricción entre la varilla y el concreto que se desarrolla al tender a deslizar la primera
- c) Apoyo directo de las corrugaciones de las varillas contra el concreto que las rodea

5.2 PRUEBA DE ANCLAJE DE VARILLAS, PRUEBAS DE VIGAS Y PRUEBAS DE TRASLAPES DE VARILLA.

ENSAYES DE EXTACCION

El espécimen en que se efectúa este tipo de ensaye consiste en una varilla ahogada en un cilindro o prisma de concreto, con uno de sus extremos sobresaliendo de concreto (figura 5.4).

El ensaye se realiza aplicando una fuerza de tención al extremo libre de la varilla, o sea, tratando de extraer la varilla de la masa del concreto. Caso que se representa con este tipo de ensaye es el ilustrado en la figura 5.4

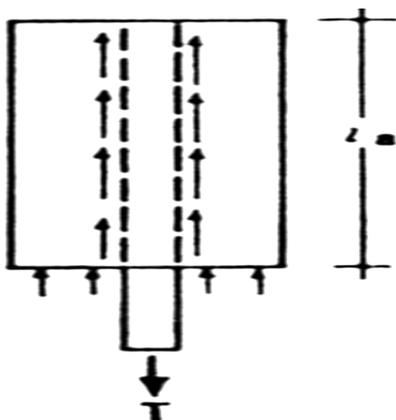


FIGURA 5.4 ENSAYE DE EXTRACCION

El ensaye de extracción da una idea clara del concepto de anclaje; la longitud en que esta ahogada la varilla es su longitud de anclaje. En el extremo cargado de la varilla existen esfuerzos de tensión ($f_s = T/A_s$), mientras que el otro extremo de la varilla está libre de esfuerzos. Por la tanto, los esfuerzos de la varilla cambian desde f_s hasta cero a lo largo de la longitud de anclaje. Obviamente, mientras mayor sea la longitud de anclaje, mayor será la fuerza T necesaria para extraer la varilla y mayor será el esfuerzo f_s que puede alcanzarse en el extremo cargado.

La longitud de anclaje recibe también el nombre de longitud de desarrollo. Este nombre indica que los esfuerzos en la varilla se desarrollan de un valor a otro a lo largo de la longitud de desarrollo.

Se han efectuado algunos ensayos de extracción en prismas sujetos a cargas normales a la dirección de la varilla. Estas cargas aumentan la fricción entre la varilla y el concreto, así como la relación del concreto contra las corrugaciones. Por la tanto, para una longitud de desarrollo dada, puede aplicarse mayor fuerza de tensión en la varilla que en el caso de especímenes de cargas normales.

El ensaye de extracción permite determinar la longitud de desarrollo de varillas ahogadas en una masa de concreto y da una idea de los esfuerzos de adherencia en una viga. Sin embargo, el comportamiento de adherencia en vigas de concreto reforzado es diferente del observado en ensayos de extracción, principalmente porque la masa del concreto en un espécimen de extracción se encuentra sujeta a esfuerzos de compresión, mientras que en una viga, el concreto tiene esfuerzos y vigas de tensión que producen un esfuerzo desfavorable.

ENSAYES DE VIGAS

La distribución de esfuerzos en el refuerzo de una viga agrietada con momento flexionante se muestra en la figura 5.5-b, los esfuerzos no son constantes a lo largo de la varilla por efecto del agrietamiento. Entre grieta y grieta, el concreto contribuye a resistir la fuerza de tensión y los esfuerzos en el acero

son menores que en las secciones que coinciden con grietas. El cambio de esfuerzos en el acero produce necesariamente esfuerzos de adherencia. Del diagrama de cuerpo libre de la figura 5.5c se deduce que los esfuerzos promedio de adherencia pueden calcularse con la ecuación:

$$U = \frac{T_2 - T_1}{l \sum s} = \frac{\Delta T}{l \sum s}$$

Donde $\sum s$ es la suma de los perímetros de las varillas.

Si las secciones están separadas una distancia diferencial, dl , el esfuerzo promedio es

$$u = \frac{dT}{dl} \frac{l}{\sum s} = \frac{df_s}{dl} \frac{A_s}{\sum s}$$

La ecuación anterior indica que los esfuerzos de adherencia son proporcionales a la pendiente del diagrama de esfuerzos en el acero (figura 5.5 b), ya que dicha pendiente es igual a df_s / dl . Por consiguiente, en las secciones que coinciden con grietas y en la sección central los esfuerzos de adherencia son nulos, ya que la tangente al diagrama es horizontal, mientras que muy cerca de las grietas los esfuerzos son elevados, por que los esfuerzos en el acero cambian rápidamente y, por lo tanto df_s / dl .

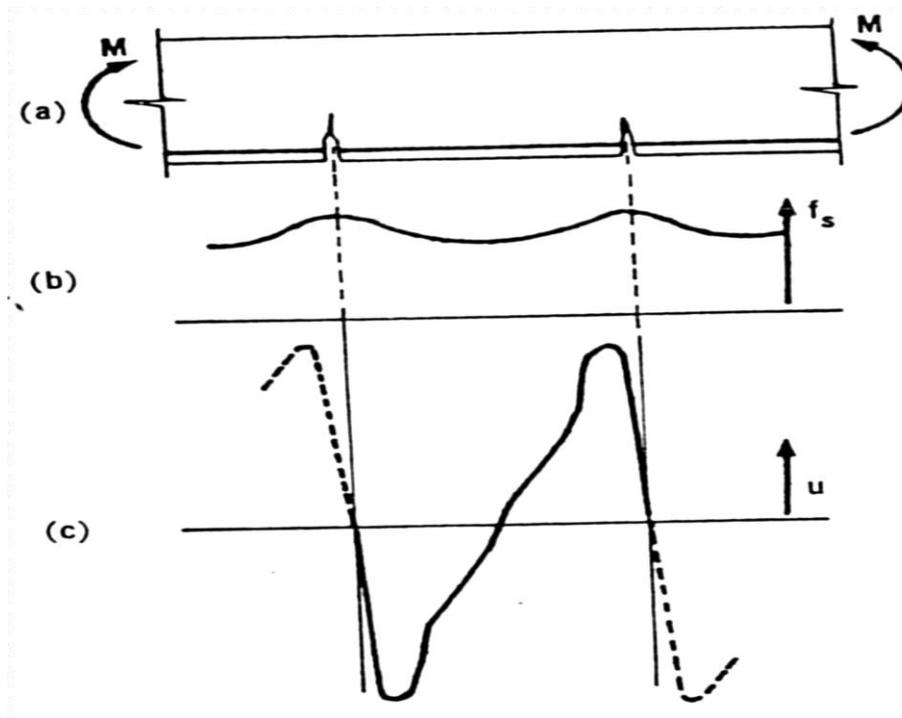


FIGURA 5.5 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN UNA VIGA CON MOMENTO FLEXIONANTE CONSTANTE

La posible distribución de esfuerzos de adherencia se muestra cualitativamente en la figura 5.5c. De la grieta de la izquierda a la sección situada al centro de la distancia entre las dos grietas, los esfuerzos en el acero disminuyen, lo que produce esfuerzos de adherencia cuyo sentido es de izquierda a derecha. De la sección central a la grieta de la derecha, los esfuerzos en el acero aumentan y los esfuerzos de adherencia cambian de sentido. Convencionalmente se ha asignado a los primeros signos negativos y a los segundos signo positivo.

TRASLAPES EN VARILLA DE TENSION

En un traslape de este tipo, cada una de las varillas debe desarrollar su esfuerzo de fluencia en la longitud de traslape (figura 5.6), o sea, que la longitud de traslape equivale a la longitud del espécimen de las figuras 5.2 y 5.3.

El comportamiento de especímenes con traslapes de tensión es el siguiente. En la secciones de cortes de las varillas se forma un agrietamiento prematuro por flexión, debido a la discontinuidad de esfuerzos. A partir de las grietas de flexión situadas en los extremos del traslape, se desarrollan grietas longitudinales de adherencia que se propagan hacia la parte central del traslape hasta juntarse. Al mismo tiempo, se forman nuevas grietas de flexión dentro de la longitud de traslape. Una vez unidas las grietas longitudinales ocurre una falla frágil.

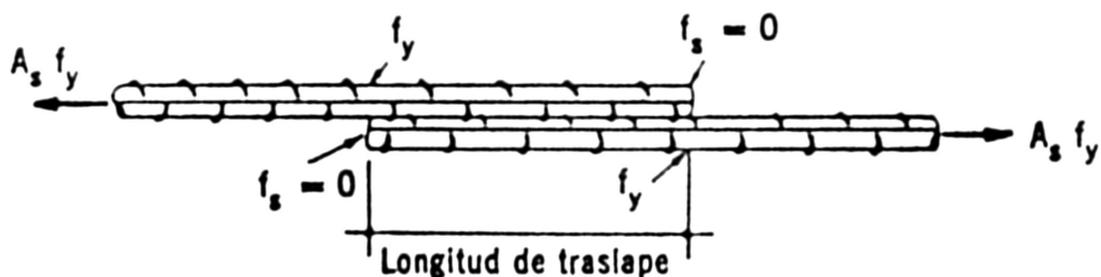


FIGURA 5.6 LONGITUD DE TRASLAPE EN VARILLAS DE TENSION

El efecto adverso del agrietamiento prematuro en las secciones de cortes de varillas y el agrietamiento adicional de flexión que se forma dentro de la longitud de traslape, son causas de que el problema de adherencia sea más crítico en especímenes con varillas traslapadas. También sucede que la distancia a la varilla vecina se reduce en la zona de traslape, pudiendo provocarse el agrietamiento longitudinal. Por esto, los esfuerzos de adherencia permitidos en traslape de tensión son menores que los permitidos en otros casos, y la reducción es mayor si las varillas longitudinales no están lo suficientemente separadas entre sí.

TRASLAPES EN VARILLA DE COMPRESION

El comportamiento en este caso es más favorable que en el de las varillas de compresión, por dos razones. Primero, no existe el agrietamiento de flexión. Segundo, los extremos en la varillas se apoyan directamente contra el concreto

(figura 5.7) y, por lo tanto, los esfuerzos no empiezan a desarrollarse desde un valor nulo, si no desde un valor que dependen de los esfuerzos de apoyo directo. Se ha demostrado experimentalmente que este valor puede ser importante. Por estas razones, las especificaciones del reglamento son menos severas en el caso de traslapes de varillas de compresión que en el de traslapes de varillas de tensión.

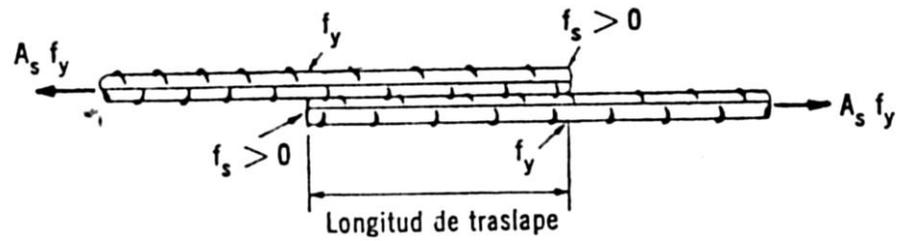


FIGURA 5.7 LONGITUD DE TRASLAPE EN VARILLAS DE COMPRESION

5.3 DETERMINACION DE LONGITUD DE DESARROLLO.

Se ha definido anteriormente la longitud de desarrollo como la distancia entre dos secciones de una varilla de refuerzo con fuerzas de tensión diferentes. También se ha visto anteriormente que en la longitud de desarrollo actual los esfuerzos de adherencia equilibran la diferencia entre las fuerzas de tensión de la varilla.

Por medio de ensayos de extracción de vigas y elementos con varillas traslapadas se han obtenido esfuerzos por medio de adherencia, que para varillas en tensión se puede representar en forma general con la ecuación.

$$U = \frac{k\sqrt{f'c}}{d_b}$$

Y para varillas de compresión, con la ecuación

$$U = k\sqrt{f'c}$$

En estas ecuaciones, K es una constante que depende del tipo de varillas (lisa o corrugada), del tamaño (el valor de k es menor para varillas de gran tamaño), del tipo de espécimen de ensaye (extracción, viga o traslape), y de otras variables de menor importancia. El término d_b el diámetro de la barra.

Conocido el valor de U puede determinarse la longitud de desarrollo, L_d , por medio de la ecuación

$$l_d = \frac{T}{u \sum s}$$

Para evitar fallas por adherencia, que son del tipo frágil, la varilla de refuerzo debe alcanzar su límite de fluencia f_y . Por lo tanto, la fuerza de tensión es igual al área de acero de una varilla, A_b , por su límite de fluencia, f_y .

$$T = A_b f_y$$

Realizando las sustituciones correspondientes en las ecuaciones anteriores se obtiene lo siguiente.

Para el cálculo de longitud de desarrollo de varillas en tensión se tiene:

$$l_d = \frac{A_b f_y}{\pi k \sqrt{f'c}}$$

Y para longitud de varillas de compresión se tiene:

$$l_d = \frac{A_b f_y d_b}{\pi k \sqrt{f'c}}$$

5.4 GANCHOS ESTANDAR

En ocasiones no se dispone de suficiente espacio para alojar la longitud de desarrollo requerida. Se suele en estos casos hacer dobleces en el extremo de la varilla, de manera que formen ganchos o escuadras. Si estos ganchos o

escuadras reúnen determinadas características geométricas se denominan ganchos estándar.

Los ganchos solamente se considerarán efectivos en varillas de tracción.

De acuerdo a la expresión “gancho normalizado” tiene uno de los siguientes significados:

- Doblez de 180° más una extensión de $4d_b$, pero no menos de 6 cm en el extremo libre de la varilla

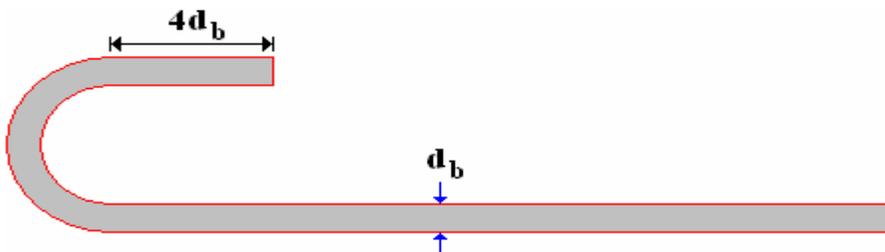


FIGURA 5.8: DIMENSIONES MÍNIMAS DEL GANCHO DE 180° .

- Doblez de 90° más una extensión de $12d_b$ en el extremo libre de la varilla

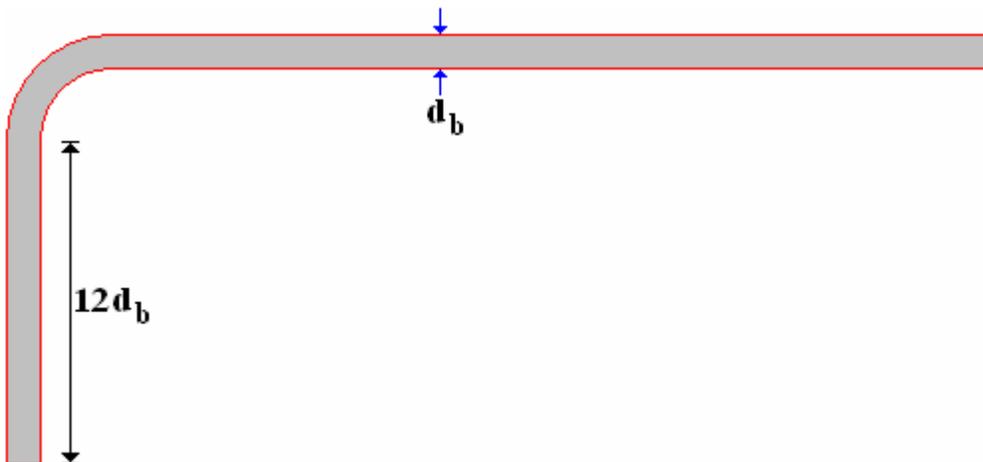


FIGURA 5.9: DIMENSIONES MÍNIMAS DEL DOBLEZ DE 90° .

Para estribos

- En varillas de 14 mm y menores, doblez de 90° más una extensión de $6d_b$ en el extremo libre de la varilla, pero no menor de 6.5 cm.

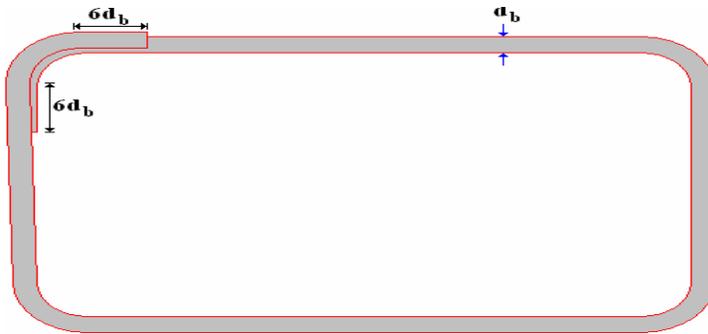


FIGURA 5.10: DIMENSIONES MÍNIMAS DEL DOBLEZ DE 90° EN ESTRIBOS DE HASTA 14 MM DE DIÁMETRO.

- En varillas de 16 mm a 25 mm, dobléz de 90° más una extensión de **12db** en el extremo libre de la varilla.

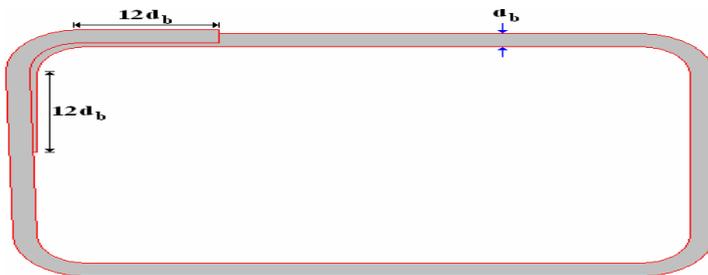


FIGURA 5.11: DIMENSIONES MÍNIMAS DEL DOBLEZ DE 90° EN ESTRIBOS DE 16 A 25 MM DE DIÁMETRO.

- En varillas de 25 mm y menores, dobléz de 135° más una extensión de **6db** en el extremo libre de la varilla.

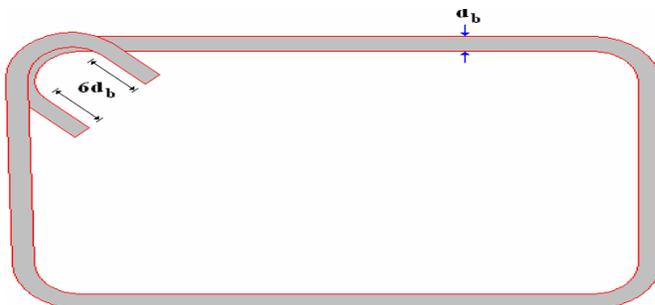


FIGURA 5.12: DIMENSIONES MÍNIMAS DEL DOBLEZ DE 135° EN ESTRIBOS DE HASTA 25 MM DE DIÁMETRO.

El diámetro interior de dobles de estribos y anillos con diámetro entre 8 mm y 16mm no debe ser menor de **6d_b**. El diámetro de dobles de la cara interior de los estribos de más de 16 mm, deberá cumplir con la tabla 5.4.

Todas las otras varillas requeridas en las estructuras deberán cumplir con las especificaciones de la tabla 5.4.

Tabla 5.4: Diámetros mínimos de doblado.

Diámetro de la varilla	Diámetro mínimo de doblado
8 mm a 25 mm	6d_b
28 mm a 32 mm	8d_b
Mayor de 32 mm	10d_b

5.5 ADHERENCIA POR FLEXION.

Anteriormente se señaló que los esfuerzos de adherencia varían mucho a lo largo de las varillas y que los esfuerzos máximos se presentan en las zonas vecinas a las grietas de tensión, los esfuerzos, U , calculados anteriormente son esfuerzos promedio que toman en cuenta tanto el efecto local del agrietamiento como el efecto del incremento de esfuerzos en la varilla a lo largo de la longitud L_d .

Por lo general, el efecto local del agrietamiento es más importante que el efecto del incremento de esfuerzos en la varilla, excepto posiblemente en zonas en que la fuerza cortante, alcanza su valor máximo. En estas zonas, el momento flexionante varía muy rápidamente, y por lo tanto, también varían rápidamente los esfuerzos de tensión en el refuerzo. Esta variación en los esfuerzos del refuerzo produce esfuerzos de adherencia por flexión.

No existe evidencia experimental para determinar si la magnitud de los esfuerzos de adherencia por flexión es comparable a los elevados esfuerzos de adherencia que se desarrollan en zonas vecinas a grietas de tensión en el concreto. Sin embargo, el concepto de adherencia por flexión se utilizó por mucho tiempo como única medida de los esfuerzos de adherencia, y hasta la fecha, en

algunos reglamentos de construcción se conservan especificaciones al respecto. La manera de tratar el problema de adherencia por flexión consiste en calcular los esfuerzos correspondientes, con la formula.

$$u = \frac{V}{z \Sigma s}$$

Esta ecuación permite calcular los esfuerzos de adherencia por flexión en cualquier sección de un elemento cuando se conoce la fuerza cortante en esa sección. Por supuesto, los esfuerzos máximos se presentan en las secciones de fuerza cortante máxima.

5.6 TRASLAPES.

El traslape de varillas es el mecanismo de empalme de mayor uso en nuestro medio. En principio las 2 varillas deben cruzarse una longitud apropiada para que el acero transmita esfuerzos al hormigón por adherencia, y este último los restituya a la otra varilla, sin acumular esfuerzos elevados de tracción en el hormigón, pues estos últimos provocarían una fisuración extensa, con sus consecuencias indeseables.

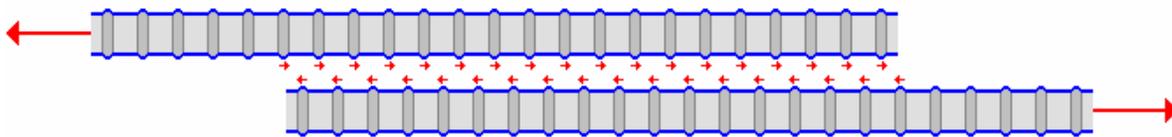


FIGURA 5.13: ESFUERZOS DE ADHERENCIA POR TRASLAPE.

La distancia transversal entre las varillas que conforman el traslape debe ser pequeña para lograr el objetivo planteado. En el ACI se establece que dicha separación no debe superar un quinto de la longitud de traslape ni ser mayor a 15 cm.

Para la realización de uniones soldadas, por otra parte, se debe verificar que el tipo de acero constitutivo de las varillas admita este tipo de procesos (existen aceros que se vuelven frágiles luego de un proceso de soldado, y existen

otros tipos de aceros cuyas características mecánicas no se ven afectadas con la soldadura), y se deberá realizar un diseño y control de calidad de las soldaduras. Generalmente se utilizan pedazos del mismo diámetro de varilla que se soldan, en el extremo coincidente de las 2 varillas para lograr la continuidad.

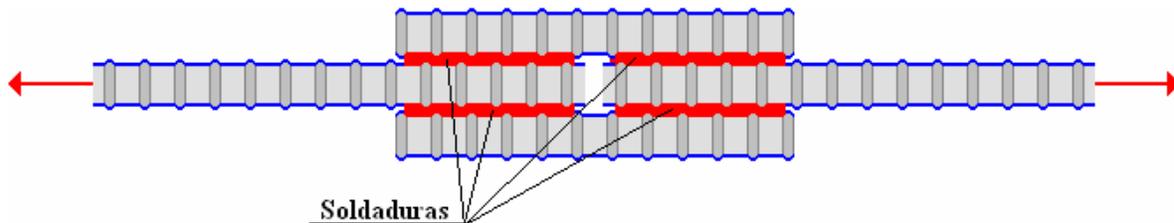


FIGURA 5.14: SOLDADURA DE VARILLAS.

Los empalmes soldados deben desarrollar al menos un 25% más que el esfuerzo de fluencia de las barras y deberán cumplir con las especificaciones.

Las uniones mecánicas de manguitos enroscables, por último, son muy utilizadas en países del primer mundo, pero prácticamente no se emplea en nuestro país por su costo elevado. Por tener rosca interior en los 2 extremos que deben unirse, requieren que las varillas a integrar sean roscadas en los extremos de unión, lo que se puede hacer en obra o se puede adquirir en fábrica.

AGRIETAMIENTO BAJO CONDICIONES DE SERVICIO

5.7 INTRODUCCION (CLASIFICACION DE GRIETAS, ASPECTOS BASICOS DEL AGRIETAMIENTO).

Los elementos de concreto reforzado sujetos a cargas de trabajo generalmente se encuentran agrietados en las zonas en que actúan esfuerzos de tensión, debido a la baja resistencia del concreto a estos esfuerzos. Las grietas son de un ancho muy pequeño, del orden de 0.1 mm, y no tienen efecto adverso

sobre la resistencia de los elementos. Sin embargo, conviene limitar el agrietamiento por dos razones principales: apariencia del elemento y corrosión del acero de refuerzo.

Las grietas pueden clasificarse según su origen, en las siguientes categorías:

- a) Grietas por cambios volumétricos debidos a contracción, flujo plástico o cambios de temperatura. Este tipo de agrietamiento es esencialmente importante en elementos de concreto simple o concreto masivo.
- b) Grietas por esfuerzos de tensión debidos a combinaciones de carga axial y flexión en los elementos.
- c) Grietas por tensión diagonal. Estas grietas no deben permitirse en elementos sin refuerzo en el alma, ya que indican la inminencia de una falla frágil.

El problema del agrietamiento tiene dos aspectos. El primero consiste en establecer métodos para calcular el ancho y separación de grietas. El segundo aspecto consiste en establecer anchos permisibles de grietas.

Se han desarrollado técnicas de laboratorio para investigar la formación y desarrollo de grietas en el interior de una masa de concreto. A continuación se describe el fenómeno de agrietamiento que se ha observado usando esas técnicas.

ELEMENTOS SUJETOS A TENSION

El tipo de espécimen usado consiste en un cilindro de concreto con una varilla longitudinal cuyos extremos se aplican esfuerzos de tensión (figura 5.15-a). Cuando los esfuerzos en el refuerzo alcanzan un valor del orden de 500 Kg/cm^2 , empiezan a formarse grietas perpendiculares al refuerzo que atraviesan toda la sección transversal. Estas grietas reciben el nombre de grietas primarias y se han señalado con 1 en la figura 5.15-b. Las primeras grietas se forman en las secciones en que el concreto es más débil a tensión.

Si los esfuerzos en el refuerzo aumentan a una magnitud del orden de $1,500 \text{ Kg/cm}^2$, se observan nuevas grietas que se desarrollan entre las grietas primarias existentes, pero que no alcanzan la superficie exterior del espécimen. Estas grietas se han denominado grietas secundarias y se señalan con 2 en la figura 5.15-b.

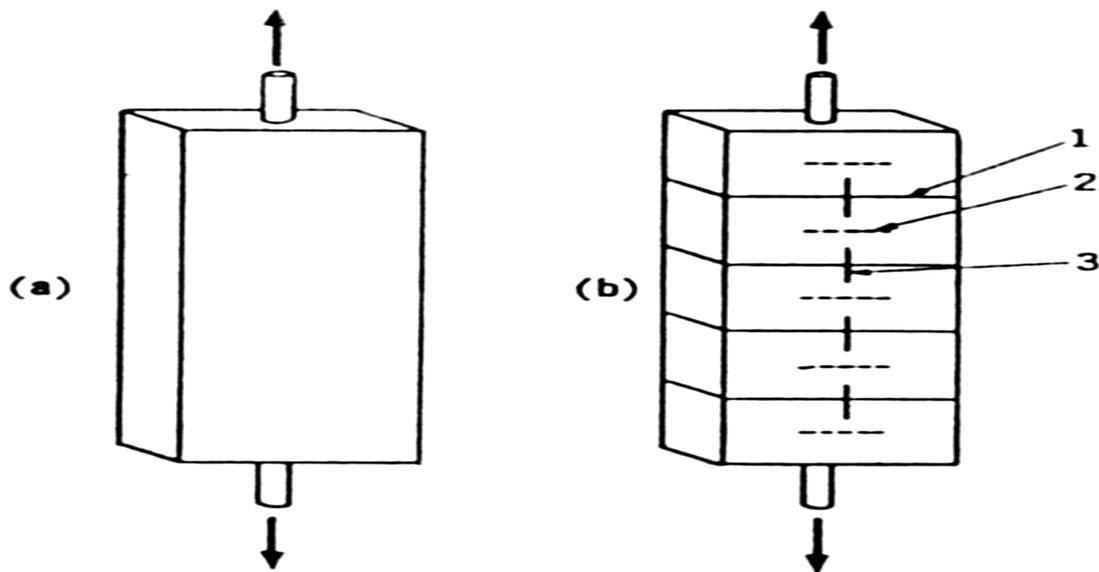


FIGURA 5.15 CONFIGURACION DE AGRIETAMIENTO EN UN ESPECIMEN SUJETO A TENSION

Para esfuerzos mayores, se forman pequeñas grietas longitudinales que se desarrollan desde las grietas primarias y secundarias existentes; estas grietas se señalan con 3 en la figura 5.15-b. En esta etapa no se forman nuevas grietas transversales, pero las existentes aumentan su ancho.

ELEMENTOS SUJETOS A FLEXION

La formación y desarrollo de grietas en la zona de tensión de un elemento sujeto a flexión es semejante al de un espécimen sujeto a tensión. Las grietas primarias se forman con cargas relativamente bajas y se prolongan hasta el eje neutro. Las grietas secundarias son visibles en la cara lateral y se prolongan hasta una altura menor que la del eje neutro. En algunos casos, se observan grietas secundarias muy pequeñas hasta la altura del refuerzo. Las grietas longitudinales

se forman a cargas cercanas a la resistencia del elemento, a la altura del refuerzo de tensión. En algunos ensayos se ha observado que las grietas primarias se dividen en dos ramas horizontales, o que se forman grietas horizontales a la altura del eje neutro. Esto sucede cuando está a punto de alcanzarse la resistencia del elemento.

5.8 MECANISMOS DE AGRIETAMIENTO.

MECANISMO CLÁSICO DE AGRIETAMIENTO.

En este método se supone una distribución uniforme de esfuerzos de tensión en un área efectiva de concreto y una cierta distribución de esfuerzos de adherencia a lo largo del refuerzo.

Al aplicar la fuerza de tensión, T , aparecen las grietas primarias en las secciones más débiles del elemento, secciones A , localizadas al azar. En las secciones que coinciden con estas grietas, el esfuerzo en el acero es $f_s = T / A_s$. En otras secciones, el esfuerzo en el acero es menor, ya que la fuerza de tensión se transmite principalmente al concreto por adherencia. En figura 5.16-b se indica con trazo lleno una distribución aproximada de los esfuerzos de adherencia en esta etapa, y en las figuras 5.16-c y 5.16-d se indican con trazo lleno las distribuciones de esfuerzos en el concreto y en el refuerzo, respectivamente. Si la transmisión de esfuerzos de tensión al concreto es tal que se alcanza la resistencia del material, se forma una nueva grieta en una sección nueva situada aproximadamente el centro entre las dos grietas existentes. Al formarse esta nueva grieta, cambia la distribución de esfuerzos de adherencia a la forma indicada con la línea punteada de la figura 5.16-b.

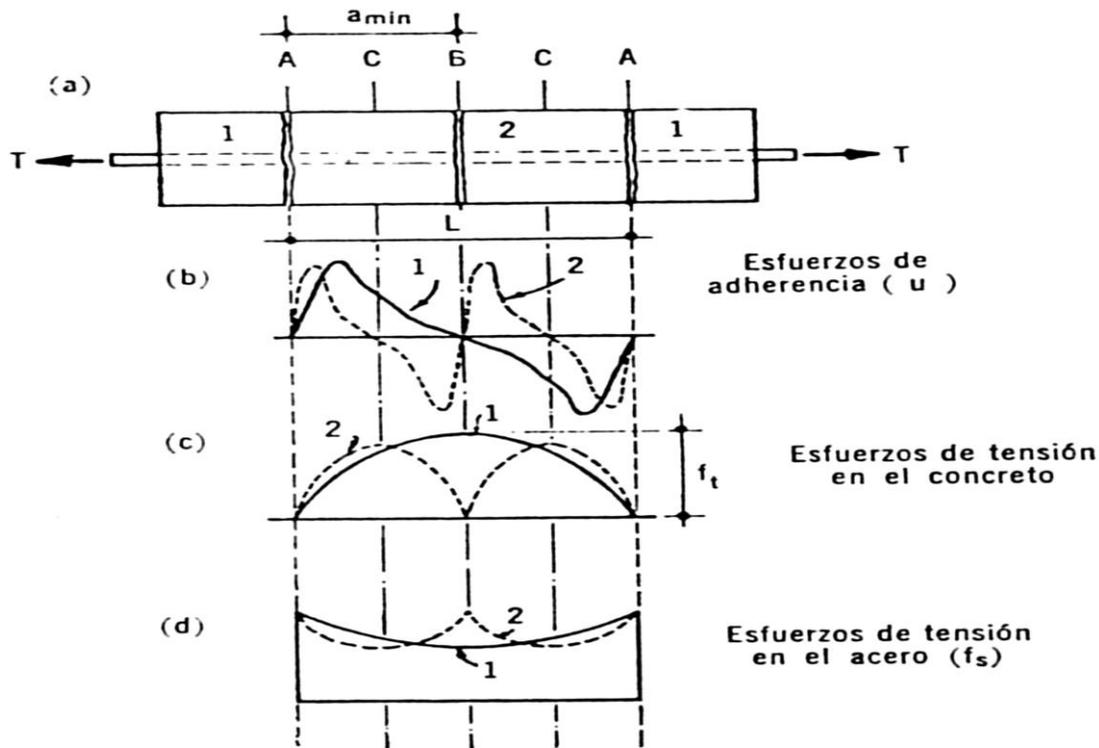


FIGURA 5.16 MECANISMO CLASICO DE AGRIETAMIENTO

También cambian las distribuciones de esfuerzos de tensión en el concreto y si se alcanza la resistencia del material, se forman nuevas grietas en B, igual que la fuerza de tensión que se transmite por adherencia de la figura 5.16-c. La distancia entre las secciones A y B es la separación mínima de grietas, que se denominan a_{min} . Esta distancia es la longitud mínima en que puede desarrollarse por adherencia la resistencia a tensión del concreto.

MECANISMO BASADO EN EL ESTADO INTERNO DE ESFUERZOS

Los resultados de análisis elásticos señalan que, dentro de un círculo inscrito entre las superficies de las grietas, existen esfuerzos de tensión elevados, mientras que fuera del círculo, los esfuerzos son de tensión o de compresión, pero muy pequeños (figura 5.17-b). Basándose en este estado de esfuerzos, Broms ha propuesto un mecanismo de agrietamiento según el cual la grieta se desarrolla únicamente en la zona de esfuerzos de tensión elevados. Esta zona depende de la relación l/h (figura 5.17). Si esta relación es menor que uno, el círculo inscrito no

alcanzara a cortar la cara superior del espécimen y, por consiguiente, la grieta no es visible en el exterior. Si la relación es mayor que uno, el círculo corta la cara superior y la grieta se desarrolla hasta el exterior.

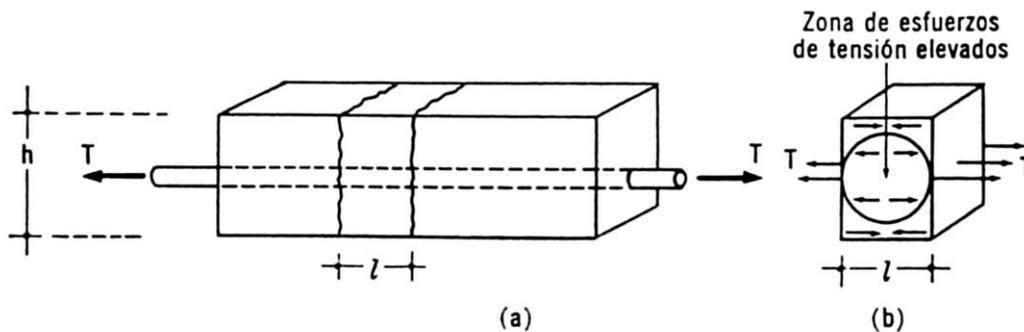


FIGURA 5.17 REDISTRIBUCION DE ESFUERZOS POR EFECTO DEL AGRIETAMIENTO

En la figura 5.18 se muestran en forma idealizada el desarrollo y orden de aparición de grietas en un espécimen sujeto a tensión. La grieta uno se forma en una sección localizada al azar donde los esfuerzos de tensión exceden la resistencia del concreto. Después de la aparición de esta grieta, se redistribuyen los esfuerzos en el concreto y las zonas de esfuerzos elevados de tensión son las que quedan en los círculos inscritos entre la grieta y los extremos de espécimen.

Las grietas 2 se forman aproximadamente al centro de los círculos inscritos. Como estos círculos alcanzan a cortar las caras laterales del espécimen, las grietas se prolongan hasta dichas caras, por lo que son visibles en el exterior. Al formarse las grietas 2 ocurre una nueva redistribución de esfuerzos y las zonas de esfuerzos elevados de tensión se localizan dentro de los círculos inscritos entre la grieta 1 y las grietas 2, y entre estas los extremos del espécimen del concreto. Las grietas 3 se forman aproximadamente al centro de los nuevos círculos inscritos, y, ya que estos no alcanzan las caras laterales del espécimen, las grietas no son visibles en el exterior. El proceso de agrietamiento continuo en la forma descrita,

hasta que la separación de las grietas es tal que la resistencia del concreto no puede desarrollarse por adherencia entre grietas consecutivas.

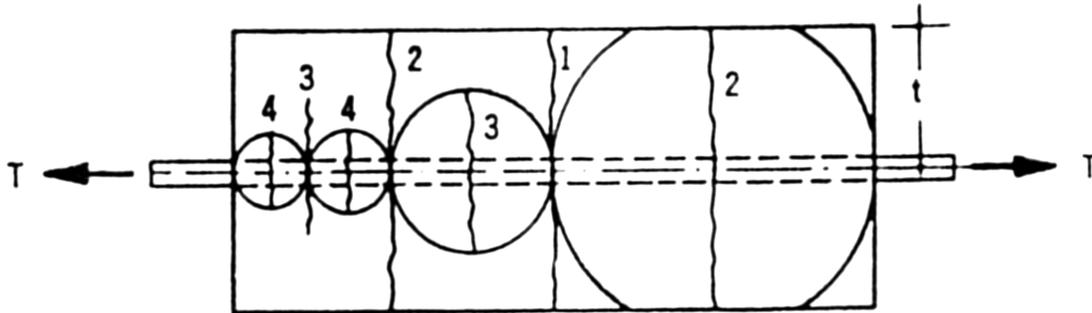


FIGURA 5.18 AGRIETAMIENTO DE UN ELEMENTO SUJETO A TENSION SEGÚN BROMS

La separación de grietas superficiales, según este mecanismo de agrietamiento, varía de t a $2t$, donde t es el recubrimiento del concreto medio desde el eje longitudinal de la varilla. El valor de $2t$ ocurre cuando los círculos inscritos son tangentes a las caras laterales y el valor de t cuando los círculos interceptan ligeramente dichas caras.

5.9 FORMULAS DE PREDICCIÓN DEL AGRIETAMIENTO.

FORMULA PROPUESTA POR PCA (PORTLAND CEMENT ASSOCIATION)

$$w_{max} = 2.6 \sqrt[4]{A} f_s \times 10^{-6} \text{ (cm)}$$

Esta ecuación se obtuvo de tres series de ensayos en las que se observó que la expresión anterior, deducida del método clásico, sobrestima la influencia del diámetro, y que el ancho de la grieta depende principalmente del esfuerzo en el acero, f_s , y del área efectiva del concreto que rodea a cada barra, A . El valor de A

puede obtenerse dividiendo el área efectiva, A_e , entre el número de varillas. El esfuerzo de acero, f_s , puede calcularse con la ecuación:

$$f_s = \frac{M}{A_s z}$$

y puede suponerse un valor aproximado de $z = 7d / 8$. La primer ecuación es aplicable siempre que f_s sea menor que el esfuerzo de fluencia f_y , que el valor de A este comprendido entre 20 y 320 cm^2 , y que las varillas sean corrugadas.

FORMULA PROPUESTA POR LA CACA (CEMENT AND CONCRETE ASSOCIATION)

En una investigación realizada en la CACA se encontró que el ancho máximo de las grietas ocurre al nivel de las fibras en tensión más alejadas del eje neutro y que este ancho se puede calcular con la ecuación:

$$w_{max} = \eta\gamma \frac{f_s}{E_s} \frac{h - c}{d - c} \text{ (cm)}$$

Donde η es una constante que vale 3.3 para varillas corrugadas y 4 para varillas lisas; γ es la distancia desde la arista longitudinal de la viga hasta la superficie de la varilla más cercana; h , es el peralte total; d , el peralte efectivo, y C es la profundidad del eje neutro (figura 5.19-a).

Para determinar el ancho máximo a la altura de refuerzo en tensión, la ecuación anterior se simplifica a:

$$w_{max} = \eta\gamma \frac{f_s}{E_s} \text{ (cm)}$$

En este caso γ es el recubrimiento lateral libre (figura 5.19-b). Estas ecuaciones se obtuvieron se una serie muy extensa de ensayos y están apoyadas también por un análisis teórico semejante el de Broms.

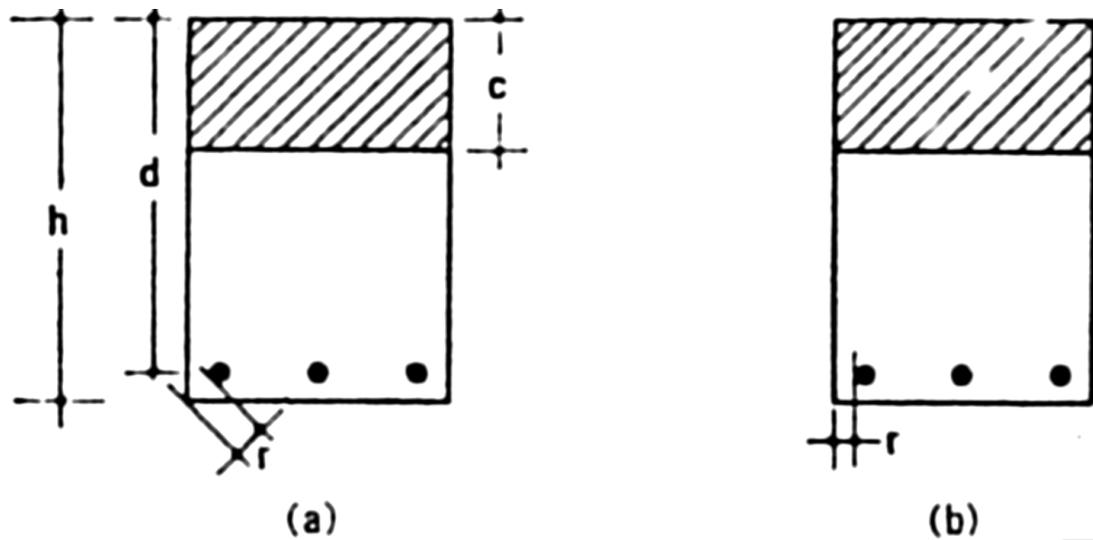


FIGURA 5.19 PARAMETROS QUE INTERVIENEN EN LA ECUACION PROPUESTA POR LA CACA.

FORMULAS DE GERGELY Y LUTZ

Estos autores proponen ecuaciones para calcular el ancho máximo de grietas en la fibra externa en tensión y al nivel del acero de refuerzo, las ecuaciones son respectivamente:

$$w_{max} = \sqrt[3]{t_b A} \psi f_s \times 10^{-6} \text{ (cm)}$$

$$w_{max} = \frac{\sqrt[3]{t_s A}}{1 + \frac{2}{3} \frac{t_s}{h_1}} f_s \times 10^{-6} \text{ (cm)}$$

En estas ecuaciones, A es el área de concreto que rodea a cada varilla, t_b es el recubrimiento inferior medio desde el centro de la varilla más baja; $\psi = h_1 / h_2$ (h_1 y h_2 se definen en la figura 5.20), y t_s es el recubrimiento definido en la figura 5.20.

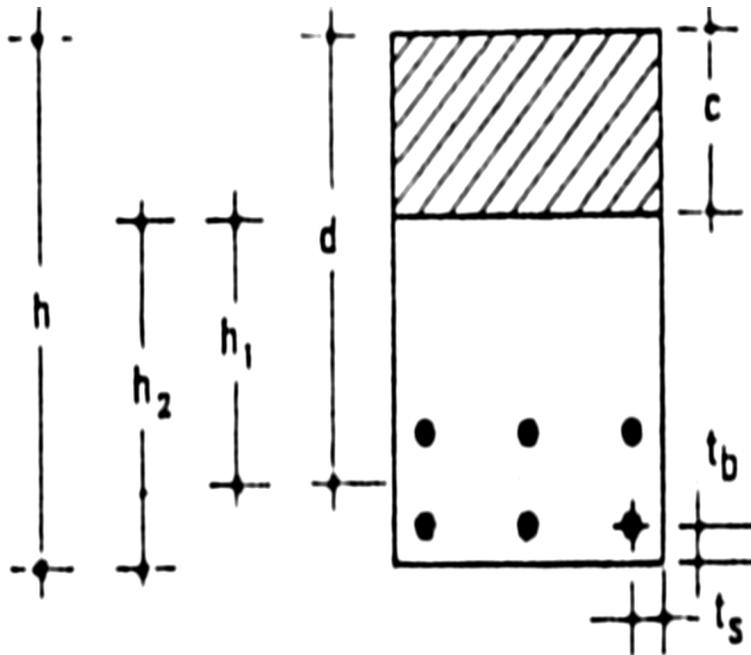


FIGURA 5.20 PARAMETROS QUE INTERVIENEN EN LAS FORMULAS PROPUESTAS POR GERGELY Y LUTZ

5.10 ANCHOS PERMISIBLES EN GRIETAS.

Se menciono anteriormente que existen dos razones principales para limitar el agrietamiento de elementos de concreto reforzado: apariencia de la estructura y corrosión del refuerzo. Respecto a la apariencia, se han hecho pocos estudios para relacionar el estado de agrietamiento con la apariencia subjetiva de la estructura o con una calificación cuantitativa de la misma. Respecto a la corrosión del refuerzo, se han hecho algunos estudios sobre la influencia del agrietamiento en relación con las condiciones ambiente, pero no se ha llegado a establecer en forma definitiva el ancho tolerable para evitar la corrosión. En realidad la corrosión depende más de factores como el vibrado del concreto y la magnitud de los recubrimientos del refuerzo, que del ancho de grietas.

En la siguiente tabla se presenta un resumen de los anchos permisibles de grietas, según distintos investigadores y reglamentos.

ANCHOS PERMITIDOS DE GRIETAS		
Investigador o Reglamento	Condicion de exposicion	Anchos maximos permisibles, mm
Brice	severa	0.10
	agresiva	0.20
	normal	0.30
Rüsch	agresiva (agua salada)	0.20
	normal	0.12-0.30
Efsen	severa o agresiva	0.5-0.15
	normal (exterior)	0.15-0.25
	normal (interior)	0.25-0.35
Reglamento ACI, 1963	exterior	0.25
	interior	0.40
CEB	interior ambiente normal	0.30
Comité Europeo del Concreto	interior ambiente agresivo	0.20
	exterior	0.20
	muy agresivo o cuando se requiere impermeabilidad	0.10
CFE	interior	0.30
Manual de diseño de obras	agresivo	0.20
civiles, Comision Federal de Electricidad	agresivo cuando se requiere impermeabilidad	0.10
	cargas accidentales	0.40

El ancho de grietas no puede reducirse disminuyendo los recubrimientos, ya que estos suelen fijarse en los reglamentos de construcción según las condiciones ambientales para tener una protección adecuada. Debe observarse que en la resistencia a la corrosión influyen no solo las grietas de flexión, sino también las grietas longitudinales que se presentan cuando los recubrimientos son insuficientes.

DEFLEXIONES BAJO CONDICIONES DE SERVICIO

5.11 DEFLEXIONES BAJO CARGAS DE SERVICIO DE CORTA Y LARGA DURACION.

CARGAS DE CORTA DURACION

En la figura 5.21, se muestran esquemáticamente los estados de agrietamiento, esfuerzos y deformaciones unitarias en varias secciones

transversales de una viga sujeta a flexión. Estos estados corresponden a cargas de servicio.

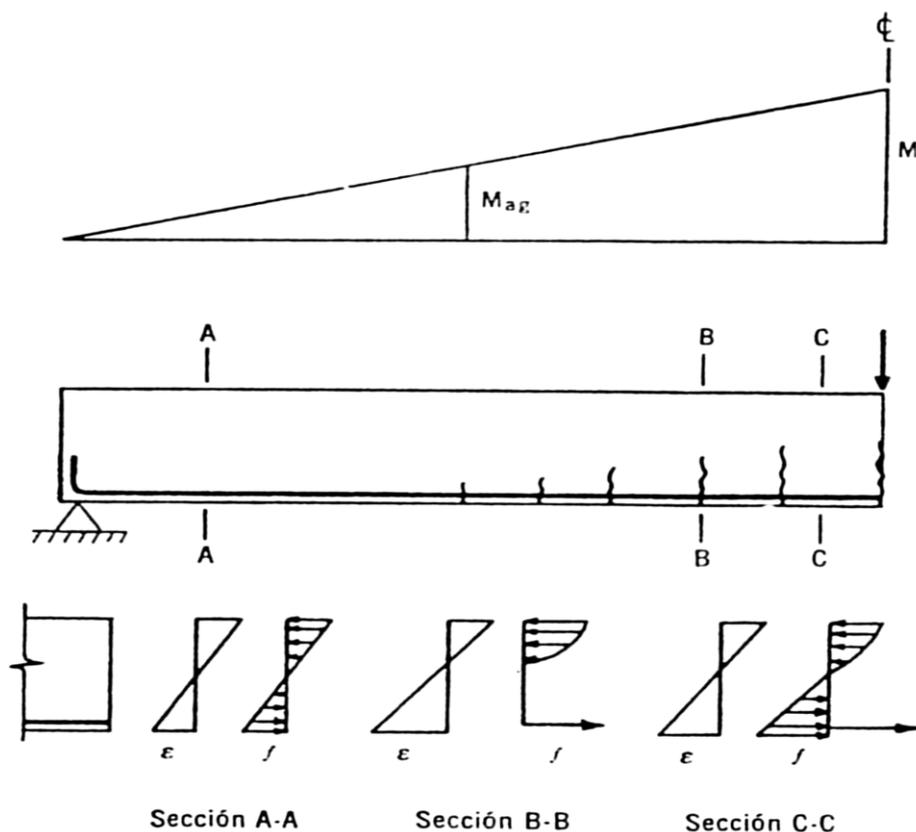


FIGURA 5.21 DISTRIBUCIONES DE AGRIETAMIENTO, DEFORMACIONES UNITARIAS Y ESFUERZOS DE UNA VIGA BAJO CARGA DE SERVICIO

En la región en que el momento externo es menor que el que produce el agrietamiento del concreto en la zona de tensión M_{ag} , el elemento no tiene grietas, el concreto trabaja a tensión y contribuye a resistir el momento externo, y las deformaciones unitarias son pequeñas.

En la región en que el momento externo es mayor que el agrietamiento, se distinguen dos casos. El primero sección B-B, es el de las secciones transversales en que se han formado grietas de tensión. En estas secciones el concreto de la

zona de tensión no contribuye apreciablemente a resistir el momento externo. El segundo caso, sección C-C, corresponde a secciones que no coinciden con grietas de tensión. En estas secciones, el concreto de las zonas de tensión contribuye parcialmente a resistir el momento externo, y los esfuerzos y deformaciones son menores que los de una sección que coincide con una grieta.

Si se conoce el estado de deformaciones unitarias en una sección transversal, es posible calcular la curvatura en esa sección dividiendo la deformación unitaria en la fibra de concreto más alejada, ϵ_c , entre la profundidad del eje neutro, c , siempre que se acepte una distribución lineal de deformaciones unitarias a lo largo del peralte. En la figura 5.22 se presenta la distribución aproximada de curvaturas a lo largo de la viga, correspondiente a los estados de deformaciones de la figura 5.21. Esta distribución es irregular, pues se presentan curvaturas mayores en las secciones que coinciden con grietas. Una vez conocida la magnitud y distribución de curvaturas a lo largo de la viga es posible calcular las deflexiones por medio de los métodos clásicos, como los teoremas de área-momento o de la viga conjugada.

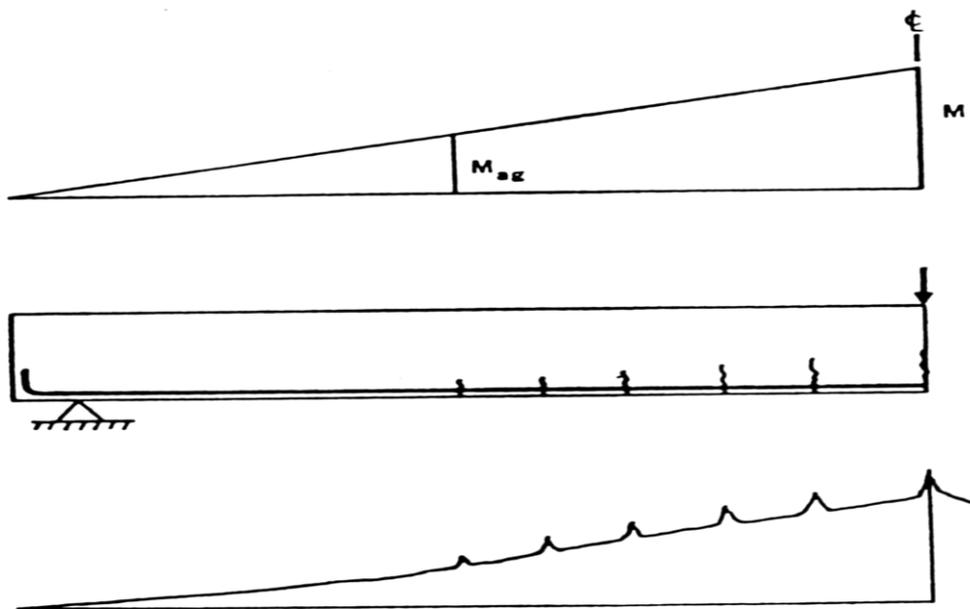


FIGURA 5.22 DISTRIBUCION DE CURVATURAS EN LA VIGA DE LA FIGURA 5.21

El cálculo de deflexiones a partir de los diagramas de curvatura no es práctico para elementos de concreto reforzado, por lo laborioso de calcular las curvaturas de diferentes secciones y porque no se conoce con precisión la distribución de curvaturas en las zonas vecinas a las grietas de flexión.

CARGAS DE LARGA DURACION

Si una viga se deja bajo carga sostenida durante un periodo largo de tiempo, se observa que se forman nuevas grietas, se abren mas las grietas existente y las deflexiones aumentan hasta duplicar o triplicar su magnitud. La explicación de todo esto se encuentra en los fenómenos de contracción y flujo plástico del concreto.

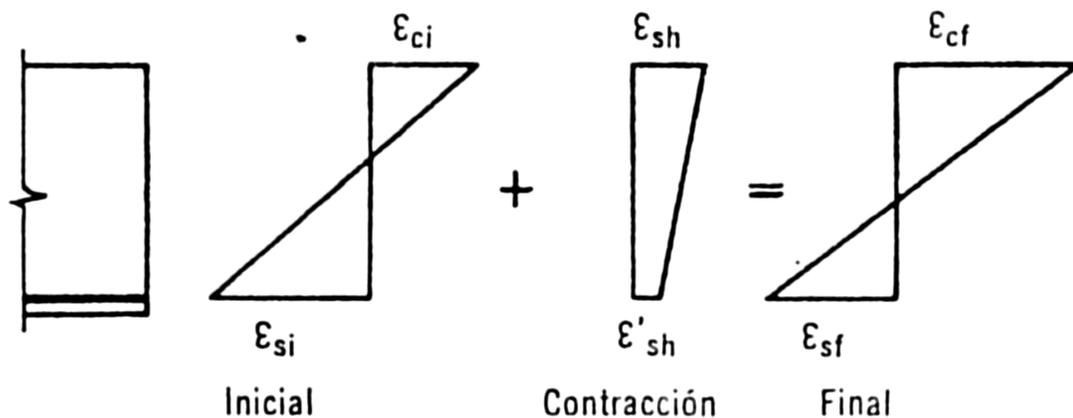


Fig. 5.23 EFECTO DE LA CONTRACCION EN UNA VIGA CON REFUERZO DE TENSION

Efecto de la contracción. Este efecto se ilustra en la figura 5.23 para una viga libremente apoyada con refuerzo de tensión únicamente. Las fibras superiores se acortan libremente, mientras que las fibras al nivel del acero de refuerzo se acortan menos por la restricción del refuerzo. Las curvaturas, y por lo

tanto las deflexiones debidas a la contracción en este tipo de elemento son del mismo signo.

En elementos con refuerzo de tensión y compresión, las fibras superiores ya no se acortan libremente, y a la curvatura y deflexiones son menores que en el caso de refuerzo de tensión únicamente. Si la sección es simétrica y con iguales porcentajes de refuerzo de tensión y compresión, el acortamiento es el mismo en las caras superior e inferior del elemento y, por lo tanto, no existen curvaturas ni deflexiones debidas a contracción, excepto las ocasionadas por las variaciones naturales en el concreto y en la colocación de las varillas.

Efecto del flujo plástico. El efecto del flujo plástico en el cambio de curvaturas se ilustra en la figura 5.24. La línea A representa los estados de deformaciones y de esfuerzos instantáneos, y la línea B las deformaciones y esfuerzos después de transcurrido cierto tiempo. Las deformaciones del concreto aumentan con el tiempo, mientras que los esfuerzos disminuyen por que el eje neutro de la sección se mueve hacia abajo. Las deformaciones al nivel del acero del refuerzo permanecen constantes.

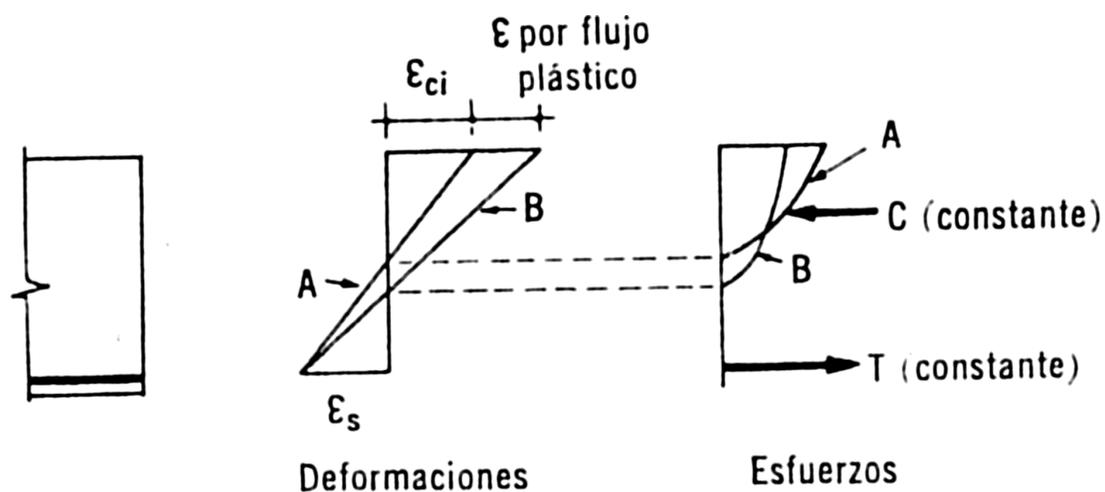


FIGURA 5.24 EFECTO DEL FLUJO PLASTICO EN UNA VIGA CON REFUERZO DE TENSION

En un elemento con refuerzo de compresión, además de la disminución de esfuerzo en el concreto por el cambio de posición del eje neutro, hay otra disminución por la transferencia de esfuerzos de compresión de concreto al acero. Por consiguiente la disminución de esfuerzos en el concreto es mayor que en el caso de elementos con refuerzo de tensión únicamente. Ahora bien el incremento de deformaciones por flujo plástico es mayor mientras que mayores sean los esfuerzos aplicados. Entonces, en un elemento con refuerzo de compresión las deformaciones por flujo plástico son menores, por que los esfuerzos disminuyen más rápidamente que en un elemento con refuerzo de tensión únicamente.

5.12 METODO DE CÁLCULO DE DEFLEXIONES.

METODOS SIMPLIFICADOS PARA EL CÁLCULO DE DEFLEXIONES DE VIGAS BAJO CARGAS DE CORTA DURACION.

En los métodos simplificados las deflexiones se calculan como si se tratase de un elemento de un material homogéneo y elástico, para el cual fueran aplicables las siguientes ecuaciones de Mecánica de materiales.

$$Y = \iint \frac{M}{EI}$$

Con esta hipótesis, ya no es necesario calcular la magnitud y distribución de curvas a lo largo del elemento. Las diferencias entre los distintos métodos consisten básicamente en los valores del modulo de elasticidad E , y del momento de inercia I , ambas cantidades resultan difíciles de determinar para un elemento de concreto reforzado.

La siguiente descripción se limita, a la forma en que se propone calcular estos valores en cada método.

METODOS DE YU Y WINTER. Estos autores han propuesto dos métodos. En el primero se considera que E es el modulo de elasticidad del

concreto, E_c y que I es el momento de inercia de la sección agrietada transformada.

En vigas libremente apoyadas se usa el valor de inercia I , en el centro del claro, mientras que en vigas continuas, se usa el promedio de los valores de I , en las zonas de momento positivo y negativo. En este primer método no se toma en cuenta que el comportamiento de una viga de concreto reforzado es esencialmente diferente antes y después de agrietarse el concreto de la zona de tensión. Tampoco se considera la contribución del concreto que trabaja a tensión entre grieta y grieta.

El segundo método es un refinamiento del primero que toma en cuenta la contribución del concreto que trabaja a tensión entre grieta y grieta. Para no pasar por alto esta contribución, las deflexiones calculadas con el primer método, o sea, con el momento de inercia de la sección agrietada transformada, se multiplican por el siguiente factor correctivo

$$\left(1 - b \frac{M_1}{M_{max}}\right)$$

Donde:

b = Ancho del alma en la zona de tensión

M_{max} = Momento máximo bajo cargas de trabajo

$$M_1 = 0.004 (f'_c)^{2/3} h (h-c)$$

h = Peralte total

c = profundidad del eje neutro

MÉTODOS PARA EL CÁLCULO DE DEFLEXIONES BAJO CARGAS DE SERVICIO DE LARGA DURACION.

Las variables que influyen en las deformaciones por contracción y flujo plástico son demasiado numerosas para poder involucrarlas todas en un método sencillo y riguroso. Por consiguiente, los métodos propuestos consideran únicamente algunas de estas variables y esto de manera simplista.

Los efectos de la contracción y del flujo plástico se consideran por lo general, simultáneamente, aunque existen métodos para calcular por separado dichos efectos. En los métodos que se presentan a continuación esos efectos están considerados simultáneamente.

MÉTODOS DE YU Y WINTER. Estos autores presentan dos métodos, en el primero, el efecto del tiempo se toma en cuenta usando un módulo de elasticidad reducido, E_{ct} . El momento de inercia se calcula usando la sección agrietada y transformada, con la relación modular $n_1 = E_s / E_{ct}$.

El segundo método consiste en multiplicar el valor de las deflexiones instantáneas por un factor que depende del porcentaje de acero de compresión y de la duración de la carga aplicada.

MÉTODO DEL REGLAMENTO ACI 1971. Está basado en el segundo método de Yu y Winter. Las deflexiones adicionales por efecto del tiempo se obtienen multiplicando las deflexiones instantáneas por el factor $[2 - 1.2 A'_s / A_s]$. Este factor se obtuvo a partir de los factores propuestos por Yu y Winter para una duración de la carga aplicada de cinco años. Se supone que el incremento posterior de deflexiones es despreciable.

CONCLUSIONES

El concreto reforzado es probablemente el material disponible y muy importante para la construcción. Puede usarse en una u otra forma en casi todas las estructuras, grandes o pequeñas, en edificios, puentes, pavimentos, presas, muros de retención, túneles, viaductos, instalaciones de drenajes e irrigación, tanques, etc.

Este material universal tiene muchas ventajas en las cuales podemos encontrar.

1.-Tiene una resistencia considerable a la compresión en comparación con muchos otros materiales;

2.-El concreto reforzado tiene gran resistencia al fuego y al agua y de hecho es el mejor material estructural que existe para los casos en que el agua se halle presente. Durante incendios de intensidad media, los miembros con un recubrimiento adecuado de concreto sobre las barras de refuerzo, sufren solo daño superficial sin fallar.

3.-Las estructuras de concreto reforzado son muy rígidas

4.-Requieren de poco mantenimiento,

5.-Comparado con otro material, tiene una larga vida de servicio. Bajo condiciones apropiadas, las estructuras de concreto reforzado pueden usarse indefinidamente sin merma en sus capacidades de carga. Esto puede explicarse por el hecho de que la resistencia del concreto no disminuye con el tiempo sino que en realidad aumenta con los años, debido al largo proceso de solidificación de la pasta de concreto.

6.-Es prácticamente el único material económico disponible para zapatas, sótanos, muelles e instalaciones similares

7.-Una característica especial del concreto es la posibilidad de colocarlo en una variedad extraordinaria de formas que van desde simples losas, vigas y columnas hasta grandes arcos y cascarones.

8.-En muchas regiones, el concreto aprovechaba para su elaboración la existencia de materiales locales baratos (arena, grava, agua) y requiere cantidades relativamente pequeñas de cemento y acero de refuerzo, las cuales pueden ser necesario conseguir en otras regiones del país.

9.-Se requiere mano de obra de baja calificación para su montaje, en comparación con otros materiales, como el acero estructural.

Las desventajas del concretó reforzado como material estructural podemos señalar

1.-Que tiene una resistencia muy baja a la tensión por lo que requiere la ayuda de un refuerzo de tensión

2.-Se requieren cimbras para mantener el concreto en posición hasta que endurece suficientemente. Además pueden requerirse otras falsas o apuntalamientos para poyar la cimbra de techos, muros o estructuras similares hasta que los miembros de concreto adquieren suficiente resistencia para soportarse por si mismos. Su costo es de un tercio a dos tercios del costo total de una estructura de concreto reforzado, con un valor promedio aproximado de 50%.

3.-La baja resistencia por unidad de peso de concreto conduce a miembros pesados. Esto se vuelve muy importante en estructuras de gran claro donde el gran peso muerto del concreto tiene un fuerte efecto en los momentos flexionantes.

4.- Similarmente la baja resistencia por unidad de volumen de concreto implica que los miembros serán relativamente grandes, lo que es considerablemente importante en edificios altos y ene estructuras de grandes claros.

5.-Las propiedades del concreto varían ampliamente debido a las variaciones en su dosificación y mezclado. Además, el colado y el curado del concreto no son tan cuidadosamente controlados como la producción de otros materiales, por ejemplo el acero estructura y la madera laminada.

ANEXO

Resistencia a compresión del concreto

$$f^*c = 0.8 f'c$$

Página 303 NTC

Modulo de Elasticidad del concreto

$$E_c = 14,000\sqrt{f'c} \quad \text{Concreto clase uno}$$

$$E_c = 11,000\sqrt{f'c} \quad \text{Concreto con agregado grueso calizo}$$

$$E_c = 8,000\sqrt{f'c} \quad \text{Concreto clase dos}$$

Página 305 NTC

FACTORES DE RESISTENCIA

- a) $Fr = 0.9$ para flexión
- b) $Fr = 0.8$ para cortante y torsión
- c) $Fr = 0.7$ para transmisión de flexión y cortante en losas o zapatas
- d) Flexo compresión:

$Fr = 0.8$ cuando el núcleo este confinado con refuerzo transversal circular

$Fr = 0.0$ cuando el elemento falle a tensión

$Fr = 0.7$ si el núcleo no está confinado y la falla es por compresión

- e) $Fr = 0.7$ para aplastamiento

Página 307 NTC

FUERZA CORTANTE

Si $p < 0.015$ $V_{cr} = F_r b d (0.2 + 20p) \sqrt{f^* c}$

Si $p > 0.015$ $V_{cr} = 0.5 F_r b d \sqrt{f^* c}$

Página 315 NTC

LONGITUD DE DESARROLLO

$$L_d = \frac{A_s f_y}{3(c+k)\sqrt{f^* c}}$$

Página 351 NTC

COEFICIENTES DE MOMENTOS FLEXIONANTES PARA TABLEROS RECTANGULARES

Coefficientes de momentos flexionantes para tableros rectangulares, franjas centrales

Tablero	Momento	Claro	Relación de lados corto a largo, $m = a_1/a_2$															
			0		0.5		0.6		0.7		0.8		0.9		1.0			
			I ^a	II ^a	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II		
Interior Todos los bordes continuos	Neg. en bordes interiores	corto largo	998 516	1018 544	553 409	565 431	489 391	498 412	432 371	438 388	381 347	387 361	333 320	338 330	288 288	292 292		
	Positivo	corto largo	630 175	668 181	312 139	322 144	268 134	276 139	228 130	236 135	192 128	199 133	158 127	164 131	126 126	130 130		
De borde Un lado corto discontinuo	Neg. en bordes interiores	corto largo	998 516	1018 544	553 409	565 431	489 391	498 412	432 371	438 388	381 347	387 361	333 320	338 330	288 288	292 292		
	Neg. en bordes dis.	largo	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0		
	Positivo	corto largo	630 179	668 187	329 142	356 149	292 137	306 143	240 133	261 140	202 131	219 137	167 129	181 136	133 129	144 135		
	Neg. en bordes interiores	corto largo	1060 587	1143 687	583 465	624 545	514 442	548 513	453 411	481 470	397 379	420 426	346 347	384 384	297 315	311 346		
De borde Un lado largo discontinuo	Neg. en bordes dis.	corto	651	0	362	0	321	0	283	0	250	0	219	0	190	0		
	Positivo	corto largo	751 185	912 200	334 147	366 158	285 142	312 153	241 138	263 149	202 135	218 146	164 134	175 145	129 133	135 144		
De esquina Dos lados adyacentes discontinuos	Neg. en bordes interiores	corto largo	1060 600	1143 713	598 475	653 564	530 455	582 541	471 429	520 506	419 394	464 457	371 360	412 410	324 324	364 364		
	Neg. en borde discontinuos	corto largo	651 326	0 0	362 258	0 0	321 248	0 0	277 236	0 0	250 222	0 0	219 206	0 0	190 190	0 0		
	Positivo	corto largo	751 191	912 212	358 152	416 168	306 146	354 163	259 142	298 158	216 140	247 156	176 138	199 154	137 137	153 153		
	Neg. en borde cont.	corto	1060	1143	970	1070	890	1010	810	940	730	870	650	790	570	710		
Extremo Tres bordes discontinuos un lado lar- go continuo	Neg. en bordes disc.	corto largo	651 220	0 0	370 220	0 0	340 220	0 0	310 220	0 0	280 220	0 0	250 220	0 0	220 220	0 0		
	Positivo	corto largo	751 185	912 200	730 430	800 520	670 430	760 520	610 430	710 520	550 430	650 520	490 430	600 520	430 430	540 520		
Extremo Tres bordes discontinuos un lado cor- to continuo	Neg. en borde cont.	largo	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710		
	Neg. en borde disc.	corto largo	570 330	0 0	480 220	0 0	420 220	0 0	370 220	0 0	310 220	0 0	270 220	0 0	220 220	0 0		
	Positivo	corto largo	1100 200	1670 250	960 430	1060 540	840 430	950 540	730 430	850 540	620 430	740 540	540 430	660 540	430 430	520 540		
	Neg. en cuatro lados discontinuos	corto largo	570 330	0 0	550 330	0 0	530 330	0 0	470 330	0 0	430 330	0 0	380 330	0 0	330 330	0 0		
Aislado Cuatro lados discontinuos	Positivo	corto largo	1100 200	1670 250	830 500	1380 830	800 500	1330 830	720 500	1190 830	640 500	1070 830	570 500	950 830	500 500	830 830		

Página 375 y 376 NTC

BIBLIOGRAFIA

Losas de concreto reforzado

R.Parri, W.L. Gamble

Editorial Noriega, Limusa 1987.

Concreto Reforzado en Ingeniería

Volumen I, Boris Bresler

Editorial Limusa 1981.

Diseño de Concreto Reforzado

4ta. Edición, Jack C. McCormac

Editorial Alfa Omega

Diseño de Estructuras de Concreto conforme al Reglamento

ACI 318-89, 1990

Concreto Reforzado, Un enfoque básico

Edward G. Nawy

Editorial Prentice Hall

Fundamentos del Diseño Estructural

Louis A. Hill

Universidad Estatal de Arizona

Análisis y Mecánica de las Estructuras

Wim Jenkins

**Jefe del Departamento de Ing. Civil y Estructuras de
Construcción.**

Intuición y Razonamiento en el Diseño Estructural

Arq. Daniel Mousset de Espanes

Editorial Escala 1992.

Diseño de Estructuras Resistentes a Sismos

Emilio Rosenblueth

Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto 1982.

Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado

Oscar González Cuevas

Análisis y Mecánica de las Estructuras

W. M. Jenkins

Editorial Alfa Omega 1994.

Análisis Estructural

Tercera Edición, Jack C. McCormac

Editorial Harla

Fundamentos de la Ingeniería Sísmica

Editorial Diana México

Diseño Estructural

UNAM, Facultad de Ingeniería

Cap. I, II, III

Diseño Estructural

Roberto Meli, Investigador del Instituto de Ingeniería

Editores Noriega