

205
205



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Facultad de Ingeniería

Comportamiento de Estructuras de Concreto
Reforzado en Condiciones de Servicio

T E S I S

Que para obtener el título de:

INGENIERO CIVIL

p r e s e n t a :

Leoncio Alejandro Vanegas Romero



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
ALFAMA

FACULTAD DE INGENIERIA
EXAMENES PROFESIONALES

60-1-317

Al Pasante señor LEONCIO ALEJANDRO VANEGAS ROMERO,
P r e s e n t e

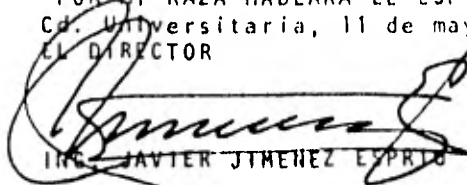
En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. Constancho Rodríguez Cabello, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO
EN CONDICIONES DE SERVICIO"

- I. Introducción.
- II. Agrietamiento.
- III. Deflexiones.
- IV. Vibraciones.
- V. Conclusiones.

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, 11 de mayo de 1982
EL DIRECTOR


ING. JAVIER JIMENEZ EXPÓSITO

JJE/OVLH/ser

COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO EN CONDICIONES

DE SERVICIO.

CAPITULO 1

INTRODUCCION	2
Diseño por Resistencia	4
Método de los Esfuerzos en Condiciones de Servicio	5
Diseño por Medio de Modelos Físicos	5

CAPITULO 11

AGRIETAMIENTO	7
2.1 Clima Cálido	7
2.2 Climas Frios	10
2.3 Permeabilidad	10
2.4 Finura del Cemento	11
2.5 Contracción del Concreto	11
2.6 Relación agua Cemento	14
2.7 Presencia de Arcilla	15
2.8 Elementos de Concreto Reforzado Sujetos a Cargas	15
2.9 Clasificación de grietas	16
2.10 Detección de Grietas	18
2.11 Mecanismo de Agrietamiento	19

CAPITULO 111

DEFLEXIONES	36
3.1.1 Condiciones de Diseño	37
3.1.2 Contracción del Concreto	37

3.2 Fluencia del Concreto	41
3.3 Control de Deflexiones	43
3.4 Cálculo de Deflexiones	46
3.5 Deflexiones de Miembros reforzados en una Dirección	49

CAPITULO IV

VIBRACIONES	53
-------------	----

CAPITULO V

CONCLUSIONES	56
--------------	----

RIBLIOGRAFIA

1.- INTRODUCCION.

La realización de una estructura es originada por la -- satisfacción de una necesidad, la cual debe ser cumplida en las -- más óptimas condiciones, tanto de resistencia como de comportamien -- to en condiciones de servicio. Por ello, el proyecto de una estruc -- tura es un problema complejo donde se conjugan factores tan diver -- sos como son los de costo, comportamiento y estéticos; por lo que -- no se tendrá una solución única, sino razonable en la cual se -- toman en consideración las partes que afectan al problema, combi -- nandolas entre sí.

La función del proyectista es, conocidos los requerimien -- tos encontrar el tipo de estructuración más apropiado, combinando -- su experiencia y buen juicio con el análisis y la experimentación, -- ya que de aquí depende el éxito de la obra.

El diseño estructural, apoyándose en el dimensionamiento -- y el análisis, determina la cuantía y colocación del acero de re -- fuerzo así como las secciones apropiadas, cumpliendo esto los re -- quisitos de seguridad y servicio bajo condiciones de trabajo.

El análisis conocidas las dimensiones determina las ac -- ciones internas que actúan en los diferentes elementos de la es -- tructura bajo las sollicitaciones externas, dentro de las cuales -- tenemos permanentes, variables, accidentales, las deformaciones -- producidas por fluencia del concreto, contracción, cambios de -- temperatura, así como las producidas por asentamientos de la es -- tructura.

Algunas de las respuestas son difíciles de definir debi -- do a la variabilidad del concreto estructural, por ello se reali -- zan pruebas en modelos con el fin de observar la respuesta en dife -- rentes condiciones, tratando de representar las sollicitaciones -- reales y en algunos casos extralimitando dichas acciones, esto en --

con el fin de clasificar cuales son las causas y características que influyen en forma decisiva en el desarrollo de estas respuestas; explicándose el comportamiento de elementos de concreto reforzado, lo cual permite el planteamiento de criterios matemáticos tendientes a predecir (con las limitaciones impuestas por lo heterogéneo de los materiales, lo aleatorio del desarrollo de cada fenómeno y las hipótesis que afectan dichos planteamientos) el comportamiento de rangos tolerables de deformación y agrietamiento

El objetivo del presente estudio, es reunir algunos de los factores que influyen en el desarrollo de grietas y deformaciones en elementos de concreto reforzado, así como procedimientos matemáticos establecidos por diversos investigadores. Considerando las propiedades de los materiales, peraltes mínimos, cuantía del acero de refuerzo, deflexiones permisibles etc.

La resistencia es un factor importante, el cual se puede definir como la acción o conjunto de acciones que actúan en un elemento o estructura provocando un estado límite de falla. En un principio los estudios realizados para analizar el comportamiento de estructuras, se fundaron en métodos publicados por el ingeniero francés Bresse que en 1859 dió a conocer un tratado sobre el análisis de vigas curvas y arcos. En 1863 el profesor August Ritter publicó su método de secciones y así sucesivamente se fueron desarrollando diversos procedimientos, realizados por investigadores de la magnitud de Clerk Maxwell, el cual publicó en 1864 un método que formó parte importante en el desarrollo del análisis estructural indeterminado, consistía en la igualdad de la energía de los esfuerzos internos de una estructura cargada y el trabajo externo de las cargas aplicadas; el cual fué perfeccionado por el italiano E. Petti, dándole una generalización en 1872.

Son varios los investigadores que han contribuido al --

engrandesimiento del análisis estructural, los cuales apoyados en estudios presentados por sus antecesores realizan teorías cada vez más generales, que en nuestro tiempo sirven para la realización de estructuras tan versátiles como las existentes, pudiendo emplear diseños más osados que cumplen con los requisitos de seguridad y servicio debido al conocimiento del concreto estructural el cual - cada vez se hace más extenso.

En estos tiempos en que se realizan un número mayor de pruebas y se va conociendo mejor el comportamiento del concreto, - se ha puesto de manifiesto las diferencias del método de diseño de la teoría elástica, lo que ocasionó un ajuste periódico al método de diseño por esfuerzos de trabajo, aunque cada vez es más evidente que el método de diseño se debe basar en las propiedades inelásticas del concreto y el acero. Por lo tanto el método de resistencia máxima se tomó como una alternativa al diseño por esfuerzos de trabajo en ciertos códigos de construcción.

Otra característica del método de resistencia máxima, es que se consideran comportamientos inelásticos reales del concreto y el acero, dando como resultado el diseño de elementos más esbeltos.

La experiencia ha revelado que entre más difícil es una reparación se debe prever menor uso de la ductilidad. Según el criterio del proyectista, elegirá el método más apropiado a sus necesidades.

A continuación se hará una breve explicación de los métodos más usados en el diseño de estructuras.

Diseño por resistencia.

En este diseño se consideran los factores correspondientes al comportamiento de los materiales dentro de los rangos inelásticos con lo que se hace la siguiente observación: un material-

que alcanza su resistencia puede seguir admitiendo carga, deformándose sin llegar a fallar.

Con el paso de tiempo se han realizado gran cantidad de pruebas, ocasionando un mejor entendimiento del concreto estructural, el método se basa en el diseño de los elementos de la estructura tomando en cuenta las deformaciones inelásticas para alcanzar la resistencia máxima.

El cálculo de las acciones internas de la estructura se determinan por medio de las consideraciones de un análisis elástico, y a los resultados se le afecta por un determinado factor de carga. Los típicos son 1.4 para carga muerta y 1.7 para carga viva en forma alterna dichas acciones internas ocasionadas por las solicitaciones externas, se calculan tomando parcialmente en cuenta la redistribución de las acciones que pueden ocurrir, debido a las relaciones no lineales entre acciones y deformaciones en los elementos bajo cargas elevadas.

Método de los esfuerzos en condiciones de servicio.

Este método consiste básicamente en la determinación de las acciones internas producidas, por medio de métodos elásticos, es decir; se supone una variación lineal para la curva esfuerzo de formación de los diferentes elementos, a continuación se afectan por unos determinados factores, para asegurarse que los esfuerzos de trabajo así calculados se encuentran abajo de la resistencia máxima o resistencia de fluencia de los materiales. Se determinan también las acciones que actúan sobre las diferentes secciones de los elementos, con base en la teoría elástica y como se dijo anteriormente deben mantenerse abajo de ciertos esfuerzos permisibles considerados como aceptables.

Diseño por medio de modelos físicos.

Se puede considerar como el procedimiento mediante el -

cual, se crea un modelo a una escala conveniente al cual se le sujeta a las acciones que se prevé tendrá el prototipo. El análisis de modelos estructurales, se reconoce como un auxiliar importante de investigación y como un instrumento valioso a los métodos teóricos usuales de análisis y diseño estructural.

Es práctico este tipo de análisis cuando se tiene un problema en el cual es impráctico o imposible un análisis matemático; también es aplicable en el caso en que se tiene que realizar un tipo determinado de elemento estructural en serie, para el cual se definirán las dimensiones óptimas, así como ciertas características de comportamiento a fin de obtener secciones que presenten el mayor rendimiento ante las diversas solicitaciones.

Independientemente del tipo de análisis que se use, el modelo debe diseñarse de acuerdo con ciertos principios con objeto de establecer relaciones o similitudes definidas entre la respuesta del modelo cargado y la del prototipo.

2.- AGRIETAMIENTO.

El agrietamiento se presenta en elementos sujetos a --- flexión, debido a la baja capacidad del concreto para resistir ten sión.

Cuando el acero se calcula para resistir esfuerzos de - poca intensidad bajo cargas de servicio, se presenta un menor núme ro de grietas ya que el concreto tiene una cierta resistencia a la ten sión, impidiendo la formación de las mismas.

Otra causa de que el agrietamiento sea apenas visible, - es que la estructura no esté sujeta a la totalidad de su carga de servicio; sin embargo el empleo de aceros con una resistencia ele vada produce grietas cuando está sujeto a su carga de servicio.

Es importante el tomar en cuenta el agrietamiento, ya -- que éste forma una imagen mala en la apariencia física de la es -- tructura así como el provocar la corrosión del acero de refuerzo.

Son muchos los factores a considerar en el agrietamiento de estructuras de concreto, a continuación se enumeran algunas de las causas más comunes así como sugerencias prácticas para evitar en lo posible la formación de grietas.

2.1.- Clima cálido.

Un factor importante a considerar respecto al agrieta -- miento en elementos de concreto reforzado, es el clima ya que en - lugares donde la temperatura es elevada se presenta el fenómeno de evaporación en la mezcla fresca, sumando esto a la temperatura pro pia del concreto, origina una hidratación más rápida, con la conse cuente pérdida de resistencia del concreto, ya que el fraguado ace lerado produce una estructura menos uniforme de gel.

La evaporación rápida aparte de ocasionar una disminución en la resistencia del concreto endurecido, ocasiona una contracción plástica y agrietamiento superficial introduciendo el enfriado por

terior del concreto, esfuerzos de tensión. Generalmente se cree -- que la contracción plástica tiene lugar cuando la velocidad de eva- poración excede a la velocidad en que sube el agua de sangrado a -- la superficie, pero se ha observado que las grietas se forman tam- bién bajo capas de agua y solamente se llegan a ver con el secado; esto indica que la disminución de humedad relativa del ambiente fo- menta el agrietamiento.

Otro problema común en climas cálidos es que la inclu- -- sión de aire es más difícil, aún cuando puede remediarse con gran- des cantidades de un agente inclusor. El curado presenta también -- problemas ya que el agua de curado tiende a evaporarse con rapidez -- el curado por medio de compuestos químicos es poco satisfactorio -- ya que conduce a una resistencia a la compresión más baja que quan- do se aplica curado continuo con agua; esto se podrá ver en la ta- bla siguiente de pruebas realizadas en el desierto sujetas a dife- rentes métodos de curado.

relacion agua/cemen- to	relacion agregado cemento	método de curado	Resistencia relativa a la compresión (%) para concreto elaborado durante		
			mañana 28°C humedad rela. 40 %	mediodía a humedad rela. 18 %	al anochecer humedad rela. 25 %
		ninguno	100	100	100
0.92	7.6	compuesto sella- dor ordinario	118	117	108
		compuesto sella- dor blanco	118	117	108
		humedad cont. 7 días	153	141	145
		ninguno	100	100	100
0.72	6.1	compuesto sella- dor ordinario	127	106	110
		compuesto sella- dor blanco	121	122	110
		humedad cont. 7 días	127	148	141

Considerando lo expuesto anteriormente se pueden tomar -- las siguientes medidas correctivas.

El contenido de cemento debe mantenerse tan bajo como sea posible, a fin de que el calor de hidratación no agrave indebidamente los efectos de las altas temperaturas ambientales. El uso de mezclas comparativamente pobres trae consigo ventajas considerables no solamente en el caso de concreto masivo, donde la evolución de calor excesivo por hidratación puede causar grietas, sino también en el concreto estructural, donde una mezcla rica puede provocar con--tracciones y agrietamiento severo. Exagerar la riqueza de la mezcla no es deseable, aún sin tomar en cuenta el costo. La hidratación -- del compuesto de cemento es exotérmica, liberando hasta 120 cal/gram puesto que la conductividad externa del concreto es baja actúa como aislante y puede producir un fuerte aumento de temperatura en el -- interior al mismo tiempo, la masa exterior de concreto pierde calor por exposición de modo que se genera un fuerte gradiente de temperatura. Durante el enfriamiento posterior de la parte interna, se -- pueden producir graves agrietamientos; el calor de hidratación se -- define como la cantidad de calor medido en calorías por grado de -- cemento deshidratado, dispersado por una hidratación completa a una temperatura dada, es decir; el calor de hidratación como medida, se compone de los calores químicos generados por la reacción de hidratación y el calor de absorción de agua sobre la superficie del gel-- que se ha formado en ese proceso.

Otra medida puede ser el empleo de cementos de bajo calor en obras donde se empleará concreto masivo, limitando así la evolución del calor del cemento usado en este tipo de obras; ya que -- puede disiparse una proporción mayor de calor, con lo cual resulta una menor temperatura. El contenido más bajo de los componentes de hidratación más rápida tiene como resultado un menor desarrollo de

la resistencia en el cemento de bajo calor, (tipo IV) comparado con la del cemento portland ordinario, pero la resistencia final no se ve afectada.

2.2.- Climas fríos.

Para climas en los que el agua puede llegar a un estado de congelación, se debe prever; que, si ésta tiene lugar después de que el concreto ha fraguado, antes de que se haya desarrollado una resistencia apreciable, la expansión unida a la formación de hielo causa agrietamiento y una pérdida irreparable de resistencia; en otro caso el calor producido por la hidratación del cemento puede impedir el congelamiento del agua en los capilares de concreto recientemente aplicado en aguas heladas y es por lo tanto, ventajoso que haya una fuerte dispersión de calor.

Sin duda, es aconsejable conocer las propiedades productoras de calor de diferentes cementos para poder elegir el cemento más adecuado para cada finalidad.

2.3.- Permeabilidad.

Este factor es considerable para estructuras expuestas a efectos de aguas, como por ejemplo: agua de mar, aguas fráticas, las que pueden penetrar, debido a que el concreto es permeable y esto está determinado por la facilidad relativa con que el concreto puede saturarse de agua; para el caso de concreto reforzado se tiene que cuando se presenta acceso de humedad y aire, da como resultado la corrosión del acero de refuerzo, que a su vez origina aumento de su volumen, dando como resultado grietas y descascamiento del concreto.

Este factor tiene gran importancia en la durabilidad del concreto, ya que la penetración de materiales en solución lo afecta cuando en el agua que penetra vienen sustancias alcalinas disueltas o cuando se efectúan ataques de líquidos agresivos, la perme-

bilidad asocia mucho con la vulnerabilidad del concreto a la congelación.

Cuando una estructura es creada para la contención de líquidos la permeabilidad es un factor importante, asimismo el problema de la presión hidrostática en el interior de presas. Además la penetración de humedad en el concreto afecta sus propiedades de aislamiento térmico.

Las propiedades del cemento tienen gran influencia en el grado de porosidad, el cemento grueso tiende a producir una pasta de mayor porosidad que un cemento más fino, para la misma relación-agua/cemento.

2.4.- Finura del cemento.

Como la hidratación comienza sobre la superficie de las partículas de cemento, el área superficial total del cemento constituye material de hidratación. De este modo la velocidad de hidratación depende de la finura de las partículas de cemento, por lo tanto; para un desarrollo rápido de la resistencia se precisa un alto grado de finura. Los cementos más finos experimentan una reacción más fuerte con los agregados alcalinos y forman una pasta, aunque no necesariamente de concreto que exhibe una contracción mayor y más susceptible de agrietamiento.

2.5.- Contracción del concreto.

Un factor importante es la disminución de volumen del sistema cemento-agua, cuando la pasta de cemento es plástica experimenta una contracción volumétrica, cuya magnitud es del orden del 1% del volumen total del cemento seco.

Esta reducción se conoce como contracción plástica ya que se presenta cuando el concreto está aún en estado plástico; la evaporación del agua de la superficie y la succión del concreto inferior agravan la contracción plástica, pudiendo llevar a un

agrietamiento superficial, aunque tales grietas pueden aparecer -- también cuando no se permite evaporación alguna.

A continuación se presentan valores de la contracción de una pasta de cemento.

VELOCIDAD DEL VIENTO	CONTRACCION 8Hrs. DESPES DE LA COLOCACION DEL CONCRETO 10^{-6}
Mts./Seg	
0.00	17 00
0.60	6 000
1.00	7 3 00
7.00 a 8.00	14 000

Tabla 2.1 pasta de cemento almacenada a la intemperie a -- una humedad relativa del 50% y temperatura de 20° C.

Eliminando la evaporación por completo después de la co -- locación se elimina el agrietamiento.

Por lo general las grietas se forman sobre obstrucciones -- de un asentamiento uniforme, por ejemplo; el acero de refuerzo o -- partículas grandes de agregado o por contracción de una área hori -- zontal de concreto en dirección más difícil que la vertical se for -- man grietas profundas constituyen un patrón irregular.

En la figura 2.1 se representa una gráfica representati -- va del contenido de cemento en la mezcla y la contracción.

Por lo tanto se debe tener presente, que la contracción -- en las estructuras está directamente relacionado con el agrietamien -- to; en un sentido estricto nuestro campo de interés es la tendencia al agrietamiento ya que la aparición o la ausencia de grietas no -- depende solamente de la contracción potencial, sino también de la -- extensibilidad del concreto, su resistencia y el grado en que queda restringir deformaciones que puedan llevar al agrietamiento.

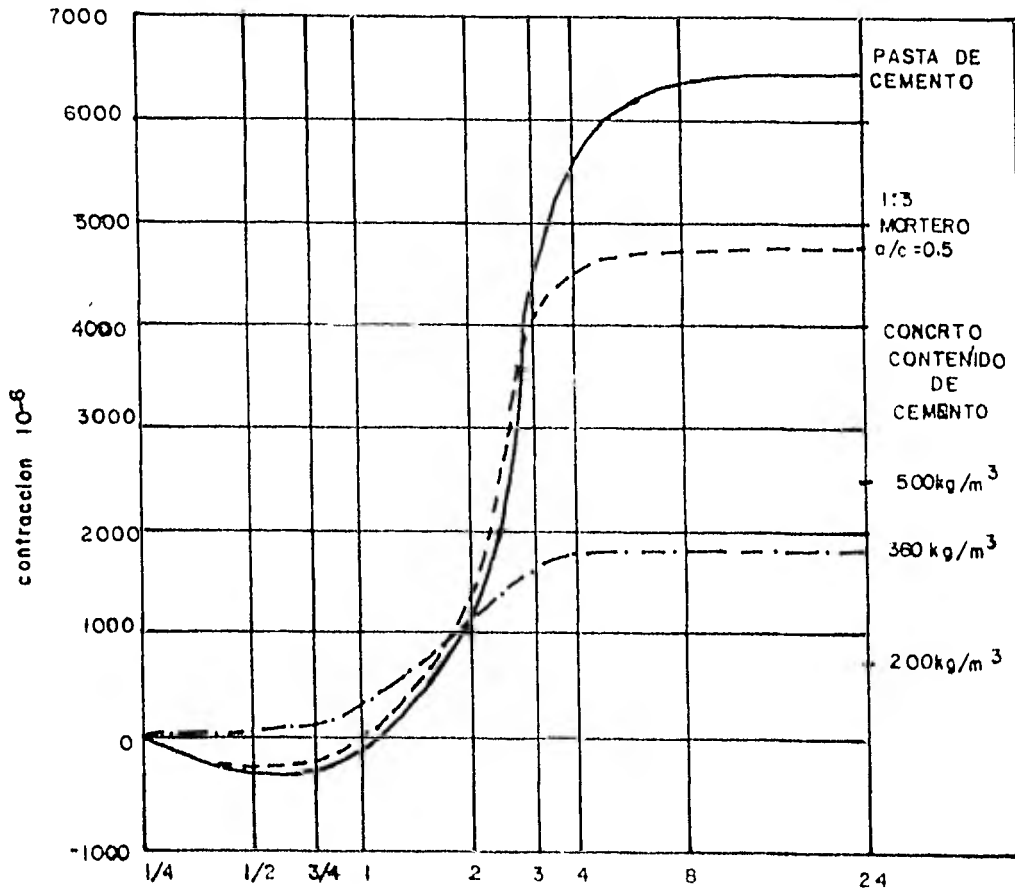


Fig. 2.1 Influencia del contenido de cemento de la mezcla -- sobre la contracción inicial en condición ambiente a 20° C con humedad relativa de 50 %.

La restricción en forma de varillas de refuerzo o un gradiente de esfuerzos, incrementa la extensibilidad al permitir que el concreto desarrolle una deformación unitaria mayor que la correspondiente al esfuerzo máximo.

En la figura 2.2 se muestra la pauta del agrietamiento cuando el esfuerzo se libera mediante la fluencia.

El agrietamiento puede evitarse solamente si el esfuerzo -- inducido por la deformación unitaria de contracción libre reducida por fluencia, es en todos los casos menor que el esfuerzo de tensión que -- puede soportar el concreto. Considerando la importancia del tiempo el

cual origina una mayor resistencia, reduciendo el peligro de agrietamiento; pero ocasiona el aumento del módulo de elasticidad, dando como resultado un incremento en el esfuerzo inducido por la contracción -- dada, más aún, la liberación de la fluencia disminuye con la edad, de modo que la tendencia al agrietamiento aumenta.

Una cuestión práctica de menor importancia consiste en que si la contracción restringida forma grietas a temprana edad y posteriormente hay acceso de humedad a éstas, muchas de ellas se cerrarán por medio de restablecimiento autógeno.

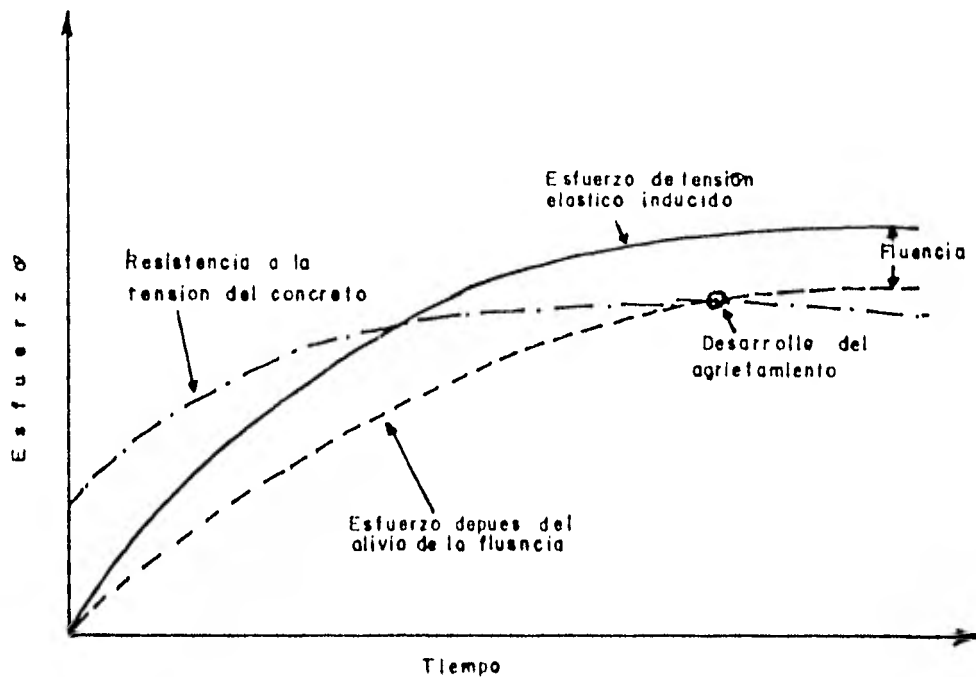


Figura 2.2 Configuración esquemática de la evolución del agrietamiento cuando se libera por fluencia el esfuerzo de tensión debido a la contracción restringida.

2.6.- Relación agua cemento.

Un factor de fundamental importancia en la formación de grietas

tas es la relación agua/cemento de la mezcla, ya que su aumento -- crea contracciones mayores con la consecuente pérdida de resistencia del concreto. Incrementándose el contenido de cemento a su vez aumenta la contracción, creando grietas; sin embargo, el efecto de la resistencia es positivo. Esto se aplica a la contracción por secado, aunque la carbonatación produce contracciones, reduce mucho el movimiento del agua y, por lo tanto, es ventajosa desde el punto de vista de la tendencia al agrietamiento.

2.7.- Presencia de arcilla.

La presencia de arcilla en el agregado lleva a un aumento tanto de la contracción como del agrietamiento. El uso de aditivos retardantes, puede producir una mayor contracción que es absorbida en la forma de contracción plástica, incrementando probablemente la extensibilidad del concreto reduciendo así el agrietamiento; en cambio con un acelerante al producirse un endurecimiento rápido no puede absorber la posible contracción plástica y como posee poca resistencia se agrieta.

2.8.- Elementos de concreto reforzado sujetos a cargas.

Consideremos como una de las causas del agrietamiento las condiciones a que se sujetará el elemento; este es un factor importante a considerar para el comportamiento del mismo, ya que como se dijo anteriormente la resistencia a la tensión del concreto es casi nula y es por ello que influye tanto al predecir un comportamiento aceptable.

El agrietamiento puede ocurrir cuando se sujeta un miembro a tensión por flexión o tensión axial; las grietas se pueden -- formar perpendiculares al eje del elemento como en el caso de tensión axial o flexión sin fuerza cortante significativa, y cuando la fuerza cortante es significativa, formará grietas inclinadas respecto al eje del elemento. Estas grietas inclinadas generalmente se --

considera que son controladas por el esfuerzo a cortante.

2.9.- Clasificación de grietas.

Anteriormente hablábamos de las causas del agrietamiento, así como los daños que ocasiona a un determinado elemento o estructura.

Es por ello que en los reglamentos de construcción se -- determinan los anchos permisibles de grietas en función de sus condiciones de trabajo y ambientales. Con lo cual se trata de evitar -- el daño de la estructura.

Aunque dichos estudios no han podido establecer aún el -- ancho que puede permitir un determinado elemento estructural para -- evitar la corrosión del acero de refuerzo, así como las condiciones de exposición del concreto para determinar el ancho mínimo para que la grieta se considere significativa.

Se ha dado una relevante importancia al estudio del ancho de grietas, los investigadores han tratado de clasificar los anchos de grietas considerando determinadas circunstancias como puede ser: la ubicación del elemento dentro de la estructura es decir; si se -- encuentra en el interior o exterior, condiciones ambientales. Si -- bien hay discrepancias entre los observadores, consideran que la -- grieta mínima que puede distinguirse a simple vista es del orden de 0.13mm.

Algunos investigadores y reglamentos establecen límites -- en los anchos de grietas del orden de 0.1 a 0.2mm para ambientes -- agresivos y de 0.2 a 0.3mm para ambientes normales.

En la tabla 2.2 se hace un resumen de las diferentes clasificaciones de grietas.

ANCHOS PERMISIBLES DE GRIETAS		
INVESTIGADOR O REGLAMENTO	CONDICION DE EXPOSICION	ANCHOS MAXIMOS PERMISIBLES mm
BRICE	SEVERA	0.10
	AGRESIVA	0.20
	NORMAL	0.30
RUSCH	AGRESIVA (agua salada)	0.20
	NORMAL	0.12 - 0.30
EFSEN	SEVERA O AGRESIVA	0.05- 0.15
	NORMAL (exterior)	0.15- 0.25
	NORMAL (interior)	0.25- 0.35
KESLER	MIEMBROS (interiores)	0.35
	MIEMBROS (exteriores)	
	CONDICION AGRESIVA	0.15
	CONDICION NORMAL	0.25
REGLAMENTO	EXTERIOR	0.25
ACI 1963	INTERIOR	0.40
CEB (comite Europeo del Concreto	INTERIOR, AMBIENTE NORMAL	0.30
	INTERIOR, AMBIENTE AGRESIVO	0.20
	EXTERIOR	0.20
CFE (manual de diseño de obras civiles	MUY AGRESIVO O CUANDO SE REQUIERE IMPERMEABILIDAD	0.10
	INTERIOR	0.30
	AGRESIVO	0.20
	AGRESIVO (cuando requiere impermeabilidad)	0.10
HOME - OWNERS WARRANTY	CARGAS ACCIDENTALES	0.40
	MUROS DE CIMENTACION	3.0
	PISOS DE CIMENTACION	5.0
	LOSAS DE COCHERAS Y PATIOS	6.0

Tabla 2.2.

2.10.- Detección de grietas.

Una de las formas prácticas así como usual es por medio de la vista pero, sabemos que las grietas que se detectan por este medio, tendrán una anchura mínima de 0.13mm ya que menores no podrán ser detectadas a simple vista. Además tenemos estructuras en las cuales no puede realizarse una observación visual directa y tiene que recurrirse a otros medios para saber el grado de agrietamiento a que está sujeta.

Un procedimiento usado en la detección de grietas en estructuras como cortinas de presas y como verificación de deterioros causados por congelación o por la acción de agentes químicos, es el método del pulso electrónico, el cual se basa en la relación de velocidades de pulso y el módulo de elasticidad dinámico del concreto estas son aplicaciones muy importantes de esta técnica, que resulta adecuada para descubrir cualquier desarrollo de huecos en el concreto. Cuando una grieta se halla con un componente perpendicular a la dirección en que se propaga el pulso, produce una difracción del pulso alrededor de la grieta, alargando el tiempo de recorrido del pulso reduciéndose la velocidad aparente, pero cuando la grieta se encuentra en un plano paralelo a la propagación de la señal, puede pasar por un lado de la grieta sin afectar su velocidad.

Otro método empleado es por medio del uso de pintura electroconductiva aplicada a la superficie del concreto; el mecanismo de detección consiste en una interrupción del circuito debido a una elevación de la temperatura, que va seguida por la ignición de la pintura, con este procedimiento es posible detectar grietas hasta de 0.1mm.

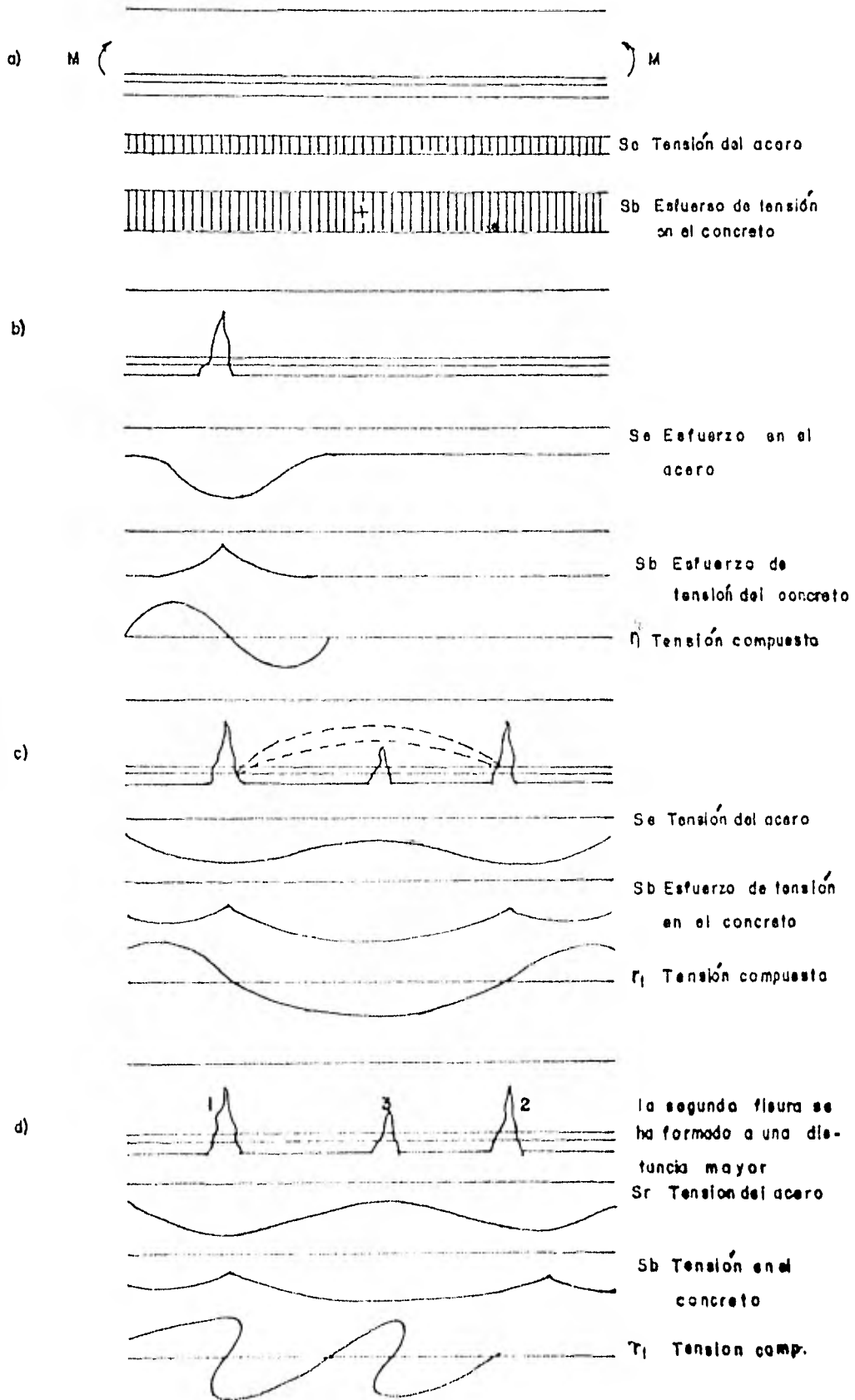
2.11.- Mecanismo de agrietamiento.

Para la determinación de expresiones que expliquen el desarrollo de grietas, se hace un análisis en un espécimen sujeto a flexión o fuerza axial, en el cual se estudia cada una de las etapas en la formación de grietas, así como los factores que determinan cada una de las etapas; examinándose el elemento en diferentes regiones con el fin de determinar los esfuerzos que actúan, y poder determinar una expresión que dé idea de la separación que puede existir entre grietas, igualando la resistencia a tensión del concreto y la tensión transmitida por adherencia, se obtiene teóricamente la separación máxima y mínima de grietas.

Quando se somete un elemento a la acción de cargas, el concreto no se agrieta debido a su resistencia a tensión, siendo en este momento un poco antes de la formación de la primera grieta la aparición de un alargamiento en la zona de tensión de aproximadamente 0.001mm presentándose un esfuerzo de tensión en el acero poco considerable, resistiéndose los esfuerzos transmitidos por la carga principalmente por el concreto, véase la figura 2.3.

Debido a la variabilidad del concreto en una zona de momento constante cualquiera, puede aparecer una segunda grieta a una distancia "x" cualquiera de la primera, precisamente en el lugar en que el concreto sea más vulnerable; si la distancia es mayor que la distancia mínima "a" representada en la figura 2.3b pero menor que "2a", entre ambas grietas existirán aún tensiones tan elevadas sobre el concreto que un aumento relativamente bajo de la carga es suficiente para producir una nueva grieta, que como es casi de la misma magnitud de la primera, no se le podrá llamar secundaria véase la figura 2.3d.

Debido a lo aleatorio de estas zonas vulnerables las grietas aparecen a distancias irregulares y con magnitud distinta. Se



gún la distribución aleatoria de las zonas débiles en resistencia a tensión, las distancias entre grietas pueden resultar mayores o menores que "a".

La importancia que tiene la estimación de la separación entre grietas (w), en elementos de concreto reforzado ha creado diferentes procedimientos matemáticos, pero todos fundados en un análisis semejante al realizado con la figura 2.3 tendientes a predecir, con las limitaciones impuestas por un fenómeno tan complejo como es el agrietamiento, la separación entre grietas.

Con base en la figura 2.3 se hace el siguiente razonamiento.

$$w = \int_{-a/2}^{+a/2} (\epsilon_s - \epsilon_b) dx = \int_{-a/2}^{+a/2} (S_s/E_s - S_b/E_b) dx \dots \dots \dots (2.4.1)$$

en esta ecuación la deformación unitaria del acero (ϵ_s) en una amplia zona es considerablemente mayor que la del concreto (ϵ_b).

Si se emplean aceros con un esfuerzo $f_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$ la deformación unitaria será de $\epsilon_s = 2400 / 2100,000 = 1.15\%$, mientras que la del concreto apenas podrá sobrepasar $\epsilon_b \text{ max. de } 0.1\%$; lo cual al despreciarlo se obtiene la ecuación 2.4.2

$$w \approx a S_{em} / E_c \dots \dots \dots (2.4.2)$$

El cálculo de la distancia entre grietas y de la figura 2.3 se tiene, que para la zona libre de fuerzas transversales de una viga y el estado de tensiones que se desarrollan en los alrededores de la grieta, sirven para llevar a cabo un procedimiento de igualación para satisfacer la condición de equilibrio, entre la resistencia a tensión del concreto y la fuerza de tensión transferida por adherencia.

$$\eta \cdot \phi \cdot \bar{\sigma} \int_0^a r_1 dx = \int_0^{d-x} b S_b dy \dots \dots \dots (2.4.3)$$

introduciendo $\int_0^a r_1 dx = r_1 \cdot u \cdot a$; $\int_0^{d-x} b S_b dy = F_b z \cdot S_b z$,

$$\eta \phi \bar{\sigma} = 4 F_e \phi / \phi \dots \dots \dots (2.4.4)$$

se obtiene: $4 F_e r_1 \cdot m \cdot a = F_b z S_b z \cdot m$.

$$a = S_b z \cdot m / r_1 \cdot m \cdot F_b z / F_e \cdot \phi / 4 \dots \dots \dots (2.4.5)$$

En el primer factor de esta ecuación, el valor medio de $(S_b z, m)$ depende de las tensiones en el concreto que se encuentra entre las grietas y la resistencia del mismo, así como de la superficie de la varilla. En base a la experiencia se ha observado que la resistencia característica del concreto, influye en forma proporcional en ambos valores medios, por tal motivo el valor de la relación, $C_1 = S_b z \cdot m / r_1 \cdot m$ es un coeficiente que sólo depende del tipo de acero.

El segundo miembro de la ecuación, es la relación entre la sección y tipo de refuerzo y la resistencia a tensión del concreto.

$$F_b z / F_e = d - x / h \cdot b h / F_e \cdot d - x / h \cdot 1 / \eta = C_2 / \eta \quad (2.4.6)$$

con ello la ecuación 2.4.5 se transforma en:

$$a = C_1 C_2 \phi / 4 \eta \dots \dots \dots (2.4.7)$$

el mecanismo del fenómeno de aprietamiento está sujeto a-

lo aleatorio del fenómeno por ello, se hará un análisis teórico --- apoyándose en la figura 2.4.

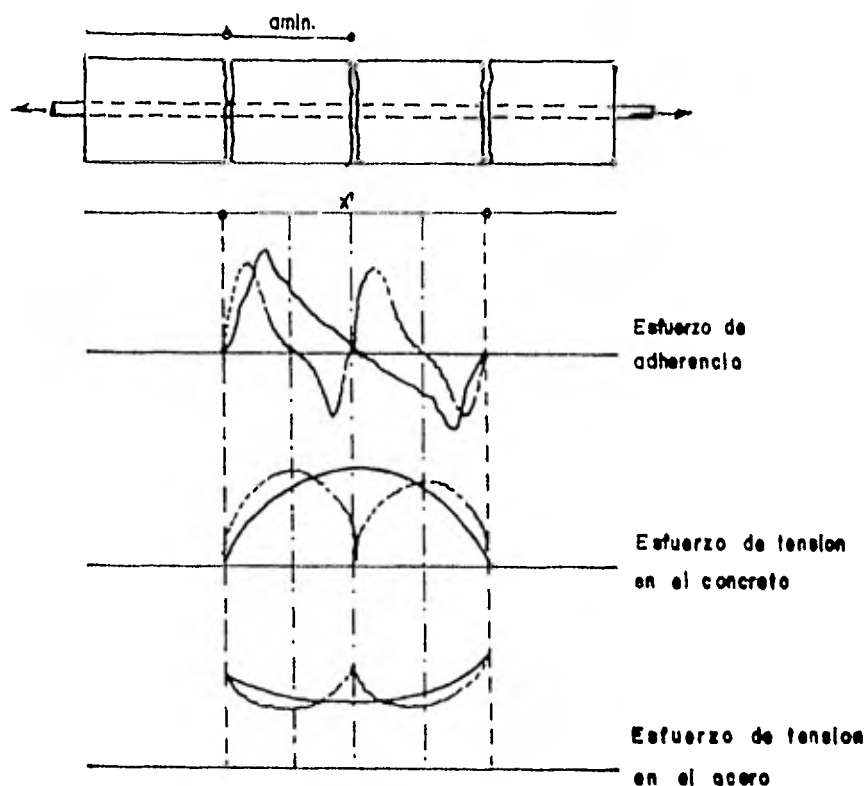


Figura 2.4 en la que se representa la variación de los - esfuerzos a lo largo de un elemento de concreto reforzado.

Si la distancia entre grietas " x " es ligeramente mayor -- que $(2a_{mín})$, se desarrollarán tensiones en la masa de concreto, tan elevadas que un incremento mínimo de cargas originará la formación de una nueva grieta en la sección, véase la figura 2.4, en este -- caso la separación entre grietas es $a = x/2 = a_{mín}$. Pero si " x " es menor que $(2a_{mín})$. Considerando el promedio de ambas distancias el -- cual es igual a $1.5a_{mín}$ y representándolo por (a) promedio, tenemos

$$a_{máx} = 4/3 a_{prom}, \text{ y } a_{mín} = 2/3 a_{prom}$$

de la ecuación 2.4.2 " w " representa la separación en función de ---

$a_{mín}$.

$$w = a_{mín} S_{em} / E_s = a_{mín} \epsilon_s$$

Generalmente, interesa conocer el ancho máximo de grietas $w_{máx}$ en vez del mínimo $w_{mín}$. Teniendo en cuenta que $a_{máx} = 2a_{mín}$, se obtiene de la ecuación 2.4.7.

$$a_{máx} = C_1 C_2 \phi / 2 \mathcal{H}$$

y
$$w_{máx} = a_{máx} S_{em} / E_s \dots \dots \dots (2.4.8)$$

de donde
$$w_{máx} = C_1 C_2 S_{em} / E_s \phi / 2 \mathcal{H} \dots \dots \dots (2.4.9)$$

Considerando el mecanismo basado en los estados de esfuerzos, se llega a determinar una cierta área efectiva de concreto; en la cual se ponen de manifiesto los esfuerzos de tensión, distribuidos linealmente en la superficie de la grieta y al nivel del acero de refuerzo figura 2.5.

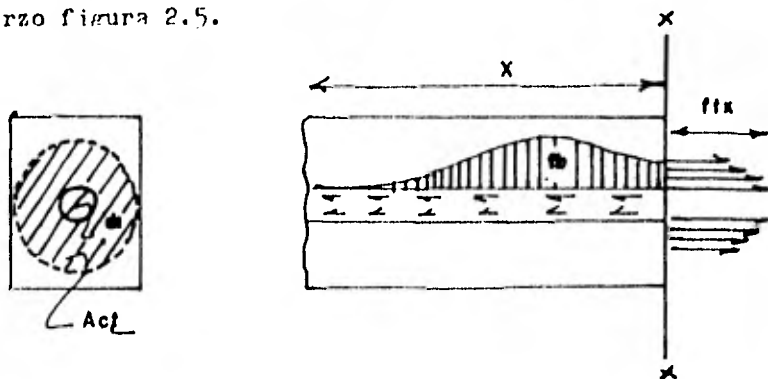


Figura 2.5.

En la figura 2.5 se muestra un elemento de concreto reforzado con una varilla de tensión y la distribución de los esfuerzos en la varilla, y esfuerzos de tensión sobre el concreto que rodea a la varilla en la sección "XX".

El método propuesto por Hognestad, se apoya en el mismo principio del espécimen cargado en tensión axial, en el cual existe un exceso en las fuerzas transmitidas por adherencia del acero al concreto, creando el desarrollo de grietas.

Se forman grietas iniciales y a cargas mayores se incrementan los esfuerzos originando fisuras adicionales, pero el espaciamiento entre grietas sólo puede determinarse por una separación mínima denominada ($a_{mín}$). Este límite es debido a que los esfuerzos de adherencia por parte del acero, no transfieren la suficiente fuerza para vencer la resistencia a tensión del concreto y no se puede presentar otra grieta entre las dos existentes.

Basándonos en la figura No 2.6 se forman las grietas A -- y C que están a una distancia (a) entre sí. Se debe formar otra -- grieta la B a la mínima distancia de A si los esfuerzos transferidos por adherencia al concreto son mayores que su resistencia a la tensión. Siendo la fuerza de tensión requerida igual a $A_e f_t$ donde A_e es el área efectiva del concreto en tensión y f_t es la resistencia a tensión del concreto.

La tensión que se transfiere al concreto es $a_{mín} \mu / E_o$ --- donde $a_{mín}$ es el espaciamiento mínimo que se requiere para la formación de dos grietas, μ el esfuerzo promedio de adherencia y E_o la suma de los perímetros de las varillas.

Procediendo en forma similar a los métodos anteriores, -- igualamos los valores de tensión.

$$a_{mín} = A_e f_t / E_o \dots \dots \dots (2.4.10)$$

Siendo la separación inicial (a) y conforme a lo analizado, si $a \geq 2a_{mín}$ se puede formar una nueva grieta en B y si $a < 2a_{mín}$ no se puede formar una grieta nueva en B. Se comprende que habrá un

intervalo entre el espaciamiento comprendido entre $a_{mín}$ y $2a_{mín}$ con promedio de $1.5 a_{mín}$ teóricamente son posibles los espaciamientos entre grietas que varían entre 0.67 y 1.33 del promedio.

En el caso de varillas con iguales diámetros podemos emplear $\epsilon_s = 4A_s/ds$ y $\rho = A_s/A_c$ y de la ecuación 2.4.10 se tiene:

$$a_{máx} = 2a_{mín} = f'_{db}/2\epsilon_s \dots \dots \dots (2.4.11)$$

El ancho de la grieta puede obtenerse de la diferencia realizada entre el alargamiento del acero entre grietas, menos la del concreto. Si despreciamos la deformación en el concreto, $a_{máx} f_s/E_s$ da el máximo ancho de la grieta y con estas expresiones sustituidas en la ecuación 2.4.11 se obtiene la separación máxima entre grietas.

$$w_{máx} = dbf_s/\epsilon_s k_1 \dots \dots \dots (2.4.12)$$

en que $k_1 = 2f_s/E_s/f'_c$.

Se supone que la abertura de las grietas se debe a deslizamientos del concreto con relación al refuerzo, la separación de grietas está determinado, por la fuerza que se puede transmitir desde el acero al concreto por adherencia y que la grieta tiene lados paralelos (es decir, un ancho constante) en todo el espesor del miembro.

De todas estas suposiciones se limita la aplicación de la ecuación 2.4.12 a que el área efectiva de concreto en tensión A_c debe quedar definida apropiadamente, en la figura 2.6 se indican los valores de A_c en casos diferentes.

Los intentos de aplicar la ecuación 2.4.12 han creado la-

necesidad de reducir los efectos de d_b y ℓ_e .

Una ecuación antigua la del CEB para el ancho máximo de grietas es:

$$w_{máx} = (4.5 + 0.4/\ell_e) db fs/k_2 \dots \dots \dots (2.4.13)$$

donde $k_2 = 47.5 \cdot 10^6 \text{ lb/pl}^2$ para varillas corrugadas Kaar y Mattock de la asociación de Cementos Portland modificaron aún más la ecuación 2.4.13 quedando.

$$w_{máx} = 0.115 \sqrt{A} fs \cdot 10^{-6} \text{ plg.} \dots \dots \dots (2.4.14)$$

siendo A el área que rodea a la varilla $A = Ae/n$ donde n es el número de varillas en pulgadas cuadradas y el esfuerzo del acero fs está en lb/in^2 .

Se le hizo otra modificación a la ecuación 2.4.14 por parte de Kaar y Hognestad quedando como sigue.

$$w_{máx} = 0.115 \sqrt{A} fs h_2/h_1 \cdot 10^{-6} \text{ plg.} \dots \dots \dots (2.4.15)$$

en que h_1 es la distancia del centroide del acero de tensión al eje neutro y h_2 es la distancia de la fibra extrema sujeta a tensión y el eje neutro.

Como informe adicional, enumeraremos resultados obtenidos por otros investigadores.

Teoría del no deslizamiento. Esta teoría realizada por Base y colaboradores, hace la siguiente suposición. No existe deslizamiento para el ancho normal de grietas, entre el acero de refuerzo y el concreto que lo rodea. En consecuencia la grieta tiene un ancho cero en la superficie de la varilla de refuerzo, aumentando -

de ancho conforme se aproxima a la superficie del miembro dependiendo los anchos de grietas de las deformaciones del concreto que lo rodea.

Base y colaboradores de la Asociación de Cemento y el Concreto propusieron la siguiente fórmula para predecir el ancho máximo de grieta en la superficie de las vigas de concreto reforzado con varillas corrugadas.

$$W_{max} = 3.3cfs^2/Eshl \dots \dots \dots (2.4.10)$$

donde c = distancia desde el punto en que se debe determinar el ancho de la grieta a la superficie de la varilla más próxima del refuerzo, f_s = esfuerzo en el acero, E_s = módulo de elasticidad del acero, h_2 = distancia desde el punto en que se debe determinar el ancho de la grieta al eje neutro y h_1 = distancia desde el centroide del acero a tensión al eje neutro. En la figura 2.7 se muestran las notaciones.

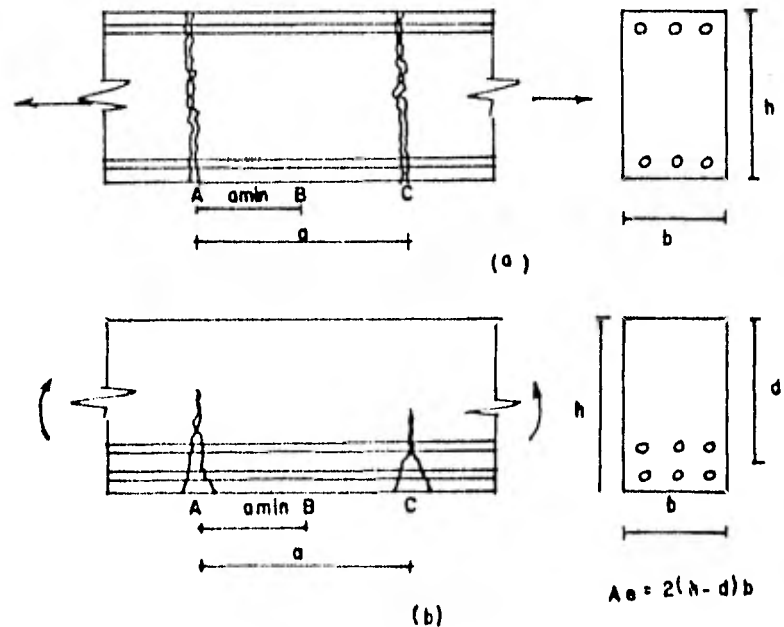


Figura No. 2.6.

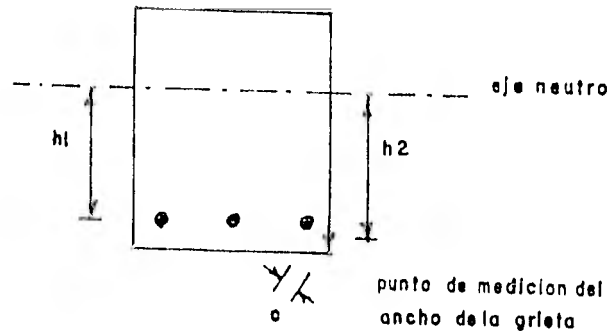


Figura No. 7

Por medio de un análisis estadístico Gergely y Lutz han propuesto una serie de ecuaciones basadas en datos estadísticos, -- determinando la importancia de ciertas variables. La influencia más representativa es el área efectiva de concreto en tensión A_e , el -- recubrimiento lateral o de fondo, el gradiente de deformación desde el nivel del acero a la cara en tensión y el esfuerzo en el acero. -- Siendo este último el más importante.

Las siguientes ecuaciones para predecir el ancho máximo de grietas en la superficie de miembros de concreto reforzado con varillas corrugadas son:

$$w_{m\acute{o}x} = 0.076 \sqrt[3]{t_b A} \frac{h_2}{H} f_s 10^{-6} \text{ plg.} \dots\dots (2.4.17)$$

en el nivel del refuerzo se tiene:

$$w_{m\acute{o}x} = (0.076 \sqrt[3]{t_b A} / (1 + 2/3 f_s / H)) f_s 10^{-6} \text{ plg.} \dots\dots (2.4.18)$$

donde t_b = distancia desde la fibra extrema a tensión al centro de la varilla adyacente (plg.), t_R = distancia desde el lado de la

viga al centro de la varilla adyacente (plg.), A = área efectiva -- promedio del concreto en tensión alrededor de cada varilla de refuerzo (= A_e/n donde n es el número de varillas) (plg^2), f_s = esfuerzo en el acero (lb/plg^2), H_1 = distancia desde el centroide -- del acero a tensión al eje neutro (plg.) y H_2 = distancia desde la fibra extrema a tensión al eje neutro (plg.) la notación se muestra en la figura 2.8.

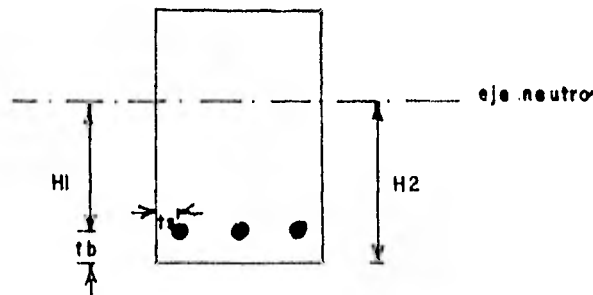


Figura No 2.8.

Beeby desarrollo las siguientes ecuaciones, las cuales se ajustan mejor a sus datos experimentales.

$$W_{\text{máx}0}/\epsilon_m = K_1 c_0 + K_2 (A/db) e^{-K_3(c_0/h_0)} \dots (2.4.19)$$

máximo ancho de grietas a cierta distancia de una varilla.

$$W_{\text{máx}1}/\epsilon_m = K_1 h_0 \dots (2.4.20)$$

máximo ancho de grieta para posiciones intermedias.

$$W_{\text{máx}} = (c_w \text{máx}1)(W_{\text{máx}0})/c_0 W_{\text{máx}1} + (c - c_0) W_{\text{máx}0} \dots (2.4.21)$$

donde c = distancia desde el punto de medición de la grieta a la -- superficie de la varilla más próxima, c_0 = mínimo recubrimiento al -- acero, d_b = diámetro de la varilla, A = área efectiva del concreto -- en tensión que rodea a una varilla, h_0 = altura inicial de la grieta, ϵ_m = deformación longitudinal promedio al nivel donde se está -- considerando el agrietamiento, e = base de los logaritmos naturales y K_1 , K_2 y K_3 son constantes que dependen de la probabilidad de que se exceda el ancho de la grieta.

Simplificando las ecuaciones anteriores, dando un ancho -- de grieta que se exceda en aproximadamente 20% de los resultados -- como.

$$w_{\max} = 3e\epsilon_m / 1 + 2(c-c_0)/h - kd \dots \dots \dots (2.4.22)$$

en que h = peralte total de la sección, K_d = profundidad del eje -- neutro y.

$$\epsilon_m = (\epsilon_s - 2.5bb/A_s \times 10^{-6})h - kd/d - kd \dots \dots (2.4.23)$$

donde s = deformación unitaria del acero en una grieta, b = ancho -- de la sección, h = peralte total de la sección, A_s = área del acero de tensión, d = peralte efectivo y K_d = profundidad del eje neutro, para la ecuación 2.4.22 ϵ_m es la deformación del acero en una grieta.

La ecuación 2.4.19 tiene semejanza con la ecuación si -- guiente, desarrollada por Perry Borges.

$$w_{\max} = 1/E_s (2.5c - 0.066 d_b/\rho_w)(f_s - 107/\rho_w)pl_0 (2.4.24)$$

donde E_s = módulo de elasticidad del acero (lb/plg.²), c = espesor del zuncho de concreto sobre la varilla (plg.), d_b = diámetro de la varilla (plg.) w = peralte efectivo de la viga (plg.) y f_s = esfuerzo del acero en la grieta (lb/plg.²). El término $2.5c$ toma en cuenta el efecto del deslizamiento de adherencia en las varillas y $107/w$ reduce el esfuerzo del acero en una grieta para proporcionar el esfuerzo promedio en el acero para tomar en cuenta la tensión transmitida por el concreto entre las grietas.

Las fórmulas propuestas por la PCA para calcular el ancho máximo de grietas al nivel del acero de refuerzo son:

$$w_{\max} = 2.6 \sqrt{A} f_s \cdot 10^{-6} \text{ (cm)} \quad (2.4.25)$$

el valor de A puede obtenerse dividiendo el área efectiva, A_e entre el número de varillas ($A = A_e/n$) el esfuerzo en el acero puede calcularse con la siguiente expresión:

$$f_s = M/A_s z$$

y puede suponerse un valor aproximado de $z = 7d/8$, la ecuación 2.4.24 es apreciable siempre que $f_s < f_y$, que el valor de A esté comprendido entre 20 y 320 cm² y que las varillas sean corrugadas, A_e se determina de la figura No 2.9.

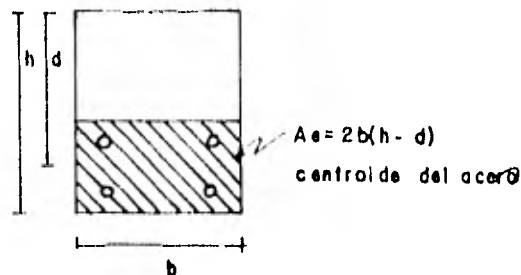


Figura No 2.9.

Fórmula propuesta por la CACA la cual encontró que el ancho máximo de las grietas ocurre a nivel de las fibras en tensión - más alejadas del eje neutro.

$$W_{\text{máx}} = \gamma_r f_s / E_s (h-c) / (d-c) \text{ (cm.)} \dots \dots \dots (2.4.26)$$

donde γ es una constante igual a 3.3 para varillas corrugadas y 4 - para varillas lisas; (r) es la distancia desde la arista longitudinal de la viga hasta la superficie de la varilla más cercana, h = es el peralte total, d = peralte efectivo, c = es la profundidad del eje neutro. El valor de c se determina usando el concepto de sección transformada.

Determinación del ancho máximo a la altura del refuerzo de tensión.

$$W_{\text{máx}} = \gamma_r f_s / E_s \text{ (cm)} \dots \dots \dots (2.4.27)$$

donde r = es el recubrimiento lateral libre en base a las figuras 2.11a y 2.11b.

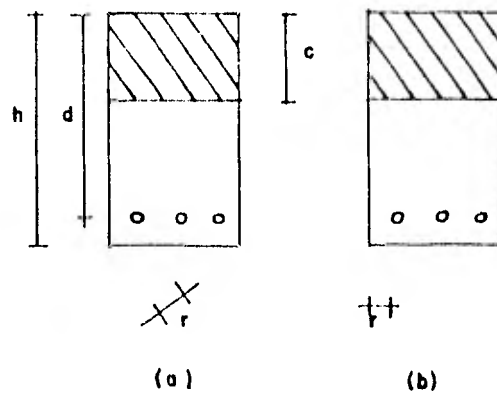


Figura 2.10.

La sección transformada consiste en transformar el área de acero por un área equivalente de concreto, la cual se obtiene -- multiplicando el área de acero por la relación entre módulos de -- elasticidad. Esta relación modular se representa generalmente por n . De la figura 2.11 se indica la forma de obtener la sección transformada.

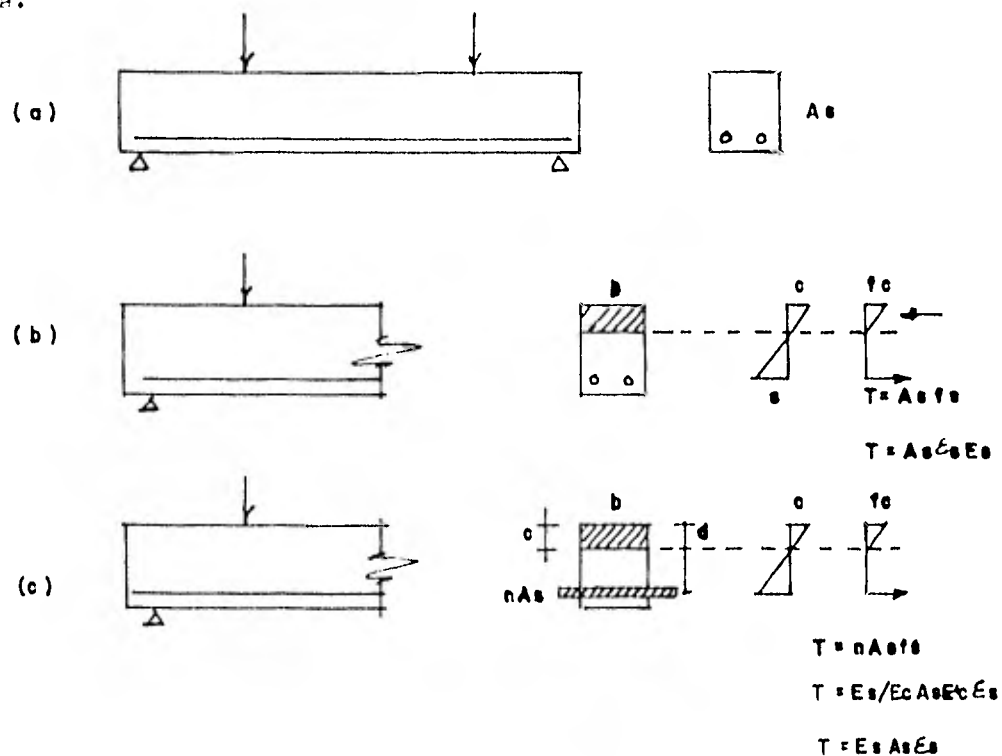


Figura 2.11.

Considerando que $f_s = E_s \epsilon_s$, en la figura 2.11c se muestra la viga equivalente en la que se ha sustituido el área de acero A_s por un área de concreto igual a nA_s . La fuerza de tensión en la sección transformada puede obtenerse de la multiplicación de nA_s f_t el cual a su vez puede determinarse por la multiplicación de ϵ_s por el módulo de elasticidad del concreto, la fuerza de tensión en la viga de la figura 2.11b es igual a la fuerza de tensión en la sección transformada de la figura 2.11c por lo tanto los esfuerzos y la profundidad del eje neutro son iguales en la sección --

en la sección real y en la transformada de la viga.

Para obtener las distancias del eje neutro (c), se iguala el momento estático del área de concreto a compresión con el momento estático del área transformada para la figura 2.11c se tiene.

$$bc(c/2) = nA_s(d-c)$$

despejando (c) se obtiene la distancia.

3.- DEFLEXIONES.

Las deformaciones que se presentan en elementos de concreto reforzado, dependiendo de su magnitud, pueden crear un estado de falla en la estructura debido a daños inaceptables en la misma, originando ciertas limitaciones en el funcionamiento de otros sistemas no estructurales y en muros, los cuales debido a su poca ductilidad recienten cualquier modificación, dañándose.

Las deformaciones no sólo se limitan por los daños que -- causan a la estructura, sino que se toman en cuenta las respuestas de los ocupantes, siendo difícil definir un máximo aceptable ya que depende de factores tales como el uso que tendrá la estructura, y -- algo difícil de cuantificar; la opinión personal la cual está en -- función del nivel cultural de sus ocupantes. Por esta razón los valores máximos se limitan con especificaciones de los reglamentos de construcción en los que se dan valores para los desplazamientos horizontales y verticales en función del claro y daños que ocasiona -- a otros elementos no estructurales por ejemplo: para una flecha -- máxima vertical se tendrá un valor límite de 0.5 cm más el claro -- entre 240, para miembros en los que las deflexiones dañen a otros -- elementos se considera de 0.3 más el claro entre 480 y en el caso -- de deflexiones horizontales se tendrá un valor de $1/250$ por la altura del entrepiso, para elementos que pueden dañar se tomará igual a $1/500$ por la altura del entrepiso.

Las deflexiones se originan por deformaciones que sufre -- el concreto por la pérdida de agua, variación que sufre con el -- tiempo bajo un esfuerzo sostenido o el diseño de elementos esbeltos. Estas razones deben considerarse en el análisis de elementos de -- concreto reforzado.

El cálculo de las deflexiones no sólo radica en el conocimiento de las deformaciones permisibles, sino también se emplea --

para determinar las rigideces de los elementos estructurales; un aspecto importante en el cálculo de deflexiones, es el hacer un análisis sobre las condiciones conocidas tanto de trabajo como ambientales y determinar por otros límites aceptables.

Los análisis que se realizan son aproximados, debido a las características propias del fenómeno, así como la influencia que tiene el concreto; debido a su cambio con el tiempo, por ello se hacen ajustes que traten de representar en lo posible los cambios tanto de comportamiento como de resistencia en el concreto.

A continuación se ampliarán las causas de deformación en elementos de concreto reforzado, así como las consideraciones propias para atacar con un grado aceptable dichas deformaciones.

3.1.1.- CONDICIONES DE DISEÑO.

El conocimiento que se ha ido acentuando con el tiempo del comportamiento del concreto estructural, como el uso de aceros de altas resistencias, permite por medio del diseño por resistencia máxima, obtener elementos más esbeltos y, el diseño de edificios en la actualidad se hace de una manera más sofisticada, estilizando sus formas y en ciertos casos evitándose muros y particiones importantes por ello cuando este tipo de elementos se encuentran sujetos a cargas, podrán presentar deflexiones considerables si no se han tomado las precauciones necesarias en el diseño.

3.1.2.- CONTRACCION DEL CONCRETO.

Todo compuesto que experimenta un secado reduce sus dimensiones debido a la pérdida de agua de sus moléculas, por ello la mezcla de cemento al iniciar su etapa de fraguado se ve sujeto a este fenómeno, denominándose contracción : el cual en elementos reforzados en tensión solamente, crea una mayor deformación en la zona de compresión en la cual al no encontrarse ningún elemento que restrinja su contracción produce una deformación mayor, pero cuando

se tiene un elemento armado simétricamente, experimenta una contracción más uniforme debido al acero que impide su libre desplazamiento por ello el concreto trabaja a tensión, transmitiendo dichos esfuerzos en compresión al acero de refuerzo, el cual limita la reducción en la longitud. Como valores estimativos de las deformaciones unitarias tenemos de 0.002 a 0.001.

Los factores que más afectan la contracción son el contenido de agua original, las condiciones ambientales y el contenido de cemento, ya que los elementos elaborados con pastas ricas en cemento experimentan una mayor contracción.

El disminuir los efectos de la contracción radica en las formas de curado inicial, ya que depende del cuidado que se tenga.

En la figura 3.12 se representa la curva típica de con --
tracción

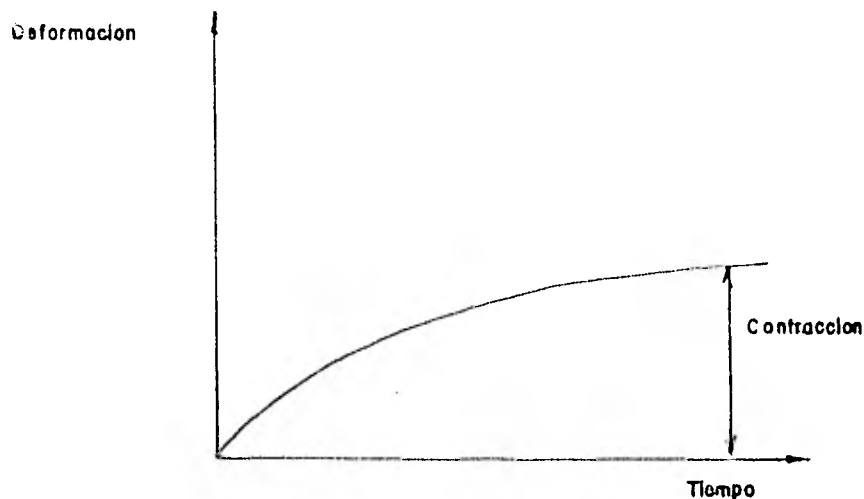


Figura 3.12

Se han establecido expresiones para calcular la contracción en el concreto, las cuales se basan en experimentos realizados

en especímenes, con características diferentes de peso; haciéndose notar una mayor contracción en concretos ligeros, en comparación -- con el concreto de peso normal, de calidad y resistencia comparable

Las expresiones se basan en diferentes períodos de tiempo, ya que comentamos anteriormente que el tiempo influye en el comportamiento del concreto.

La expresión para 7 días de edad curado con humedad es la ecuación 3.1.1.

$$(\epsilon_{sh})_t = t/35 + t (\epsilon_{sh})_u \dots \dots \dots (3.1.1)$$

para contracciones después de un día de edad y concreto curado con vapor tenemos la ecuación 3.1.2.

$$(\epsilon_{sh})_t = t/35 + t (\epsilon_{sh})_u \dots \dots \dots (3.1.2)$$

En las ecuaciones 3.1.1 y 3.1.2 (t) es el tiempo en días transcurridos. Es necesario hacer correcciones para los efectos de humedad relativa, curado con humedad, vapor y la edad del concreto, dichos valores se tabulan en la tabla 3.2.

Como no todos los elementos tendrán las mismas contracciones sino que éstas dependen de sus características geométricas, se emplean ecuaciones correctivas en función de su peralte promedio y de la relación volumen/superficie. Las expresiones 3.1.3 y 3.1.4 se emplean para peralte promedio y la expresión 3.1.5 para la relación volumen/superficie.

$$(F.C.) = 1.23 - 0.015T, \text{ para un año de secado} \dots \dots \dots (3.1.3)$$

$$(F.C.) = 1.17 - 0.0114T, \text{ para valores últimos} \dots \dots \dots (3.1.4)$$

siendo T el peralte promedio de la sección en consideración en cm.

$$(F.C.) = 1.14 - 0.0356(v/s), v/s \geq 3.8 \text{ cm} \dots \dots \dots (3.1.5)$$

donde v/m esta en cm^3 .

Tabla 3.2 resumen de los coeficientes de fluencia (en tiempo) y deformaciones por contracción, incluyendo efectos de humedad relativa, curado con humedad y con vapor, así como los efectos de la edad del concreto, que se explican en la nota al pie.

Edad	humedad promedio relativa, curado con humedad o vapor, coeficiente ultimo de fluencia o deformacion por contraccion															
	$\geq 90\%$				$\geq 80\%$				$\geq 70\%$				$\geq 60\%$			
	Humedad		Vapor		Humedad		Vapor		Humedad		Vapor		Humedad		Vapor	
	Cu	b	Cu	b	Cu	b	Cu	b	Cu	b	Cu	b	Cu	b	Cu	b
1d	—	281	157	234	—	582	1.72	488	—	858	1.88	546	—	749	2.04	624
7d	1.57	234	1.55	209	1.72	488	1.86	418	1.88	546	1.82	487	2.04	624	1.98	557
10d	1.50	182	1.42	198	1.63	364	1.54	396	1.79	425	1.69	462	1.94	485	1.84	528
20d	1.37	149	1.34	172	1.49	298	1.46	343	1.68	347	1.60	400	1.78	397	1.74	458
28d	1.32	130	1.31	155	1.44	260	1.42	310	1.56	303	1.56	362	1.72	347	1.70	414
60d	1.21	86	1.20	112	1.32	172	1.30	224	1.45	201	1.43	281	1.57	230	1.55	298
90d	1.17	66	1.17	89	1.27	131	1.27	178	1.39	153	1.39	207	1.51	175	1.51	237

a Edad del concreto a que se hace referencia en la tabla: edad en — que se aplica la fluencia y periodo desde la edad indicada hasta — las condiciones últimas, para la construcción.

b = Microdeformaciones últimas por contracción (E_{sh})u tal como — 281×10^{-6} mm/mm.

3.2.- FLUENCIA DEL CONCRETO.

Al igual que la contracción, la fluencia es función del tiempo ya que el aumento gradual en la deformación unitaria, es debido a la fluencia.

La importancia de la fluencia radica en que las deformaciones unitarias aumentan bajo un esfuerzo sostenido, y dicho aumento puede ser varias veces mayor que la deformación unitaria debidas a las cargas, por ello la influencia decisiva de la fluencia en el diseño estructural.

Con el paso del tiempo el módulo de elasticidad aumenta, dando como resultado una disminución en la deformación elástica; -- por ello la fluencia debe considerarse como una deformación unitaria adicional a la deformación unitaria elástica en el momento en que se determine.

Hay casos en los que no se determina el módulo de elasticidad a diferentes edades, considerando a la fluencia como un aumento en las deformaciones unitarias sumado a las deformaciones unitarias elásticas iniciales.

Existe una interacción entre la fluencia y la contracción, por ello en el caso de un elemento secado bajo carga, la fluencia y la contracción se suman, calculándose la fluencia como la diferencia entre la deformación total de la muestra cargada y la contracción de una muestra similar sin carga, con las mismas condiciones ambientales; otra relación importante, es el efecto de la contracción sobre la fluencia ya que desarrolle un aumento de esta.

Dentro de los factores que influyen en la fluencia se -- tienen: el medio ambiente, ya que en medios con menor humedad relativa se presentará una deformación mayor, así como el secado bajo -- carga, eleva la fluencia del concreto; comprobándose la influencia de la carga en elementos que antes de la colocación de éste, han -- adquirido un equilibrio hídrico con el medio ambiente es mucho --

menor, ya que la fluencia de un elemento cargado a una edad avanzada se ve muy poco afectado por la humedad relativa del medio ambiente.

Otro factor importante es la finura del cemento, porque el desarrollo de resistencia es afectado a edades tempranas.

Al igual que la contracción, para determinar la fluencia se han desarrollado procedimientos experimentales que representen en lo posible la fuerza de acción de esta en el desarrollo de deflexiones, dentro de los cuales tenemos las expresiones 3.2.6 que corresponden al coeficiente de fluencia que sigue a la carga inicial.

$$C_t = (t^{0.60}) / (10 + t^{0.60}) C_u \dots \dots \dots (3.2.6)$$

donde t es el tiempo transcurrido en días después de la aplicación de la carga.

Para valores promedio últimos podemos aplicar la tabla 3.2.

La fluencia es mayor en elementos delgados, por ello se consideran las expresiones 3.2.7 y 3.2.8 en función del peralte promedio y la expresión 3.2.9 en función de la relación volumen/superficie.

$$\text{para un año de carga } (F.C.)T = 1.14 - 0.00906T \dots \dots \dots (3.2.7)$$

$$\text{para valores últimos } (F.C.)T = 1.10 - 0.00669T \dots \dots \dots (3.2.8)$$

donde T es el peralte promedio de la parte del miembro en consideración, en cm.

$$(F.C.)T = 1.12 - 0.0315(v/s), v/s \ge 3.8 \text{ cm} \dots \dots \dots (3.2.9)$$

donde v/s es la relación volumen/superficie del miembro, en cm.

3.3.- CONTROL DE DEFLEXIONES.

El diseño de los diferentes elementos de concreto reforzado deben satisfacer requisitos de funcionalidad y deformación, tomando en consideración que si se llegase a presentar alguno de estos problemas, puede crear una disminución en la resistencia de la estructura, o limitar el funcionamiento; por ejemplo el diseño de columnas largas que por falta de rigidez presenten problemas de inestabilidad. Por ello existen limitaciones en cuanto a peraltes mínimos en función del tipo de elemento así como su interrelación con otros elementos y porcentajes mínimos de acero de refuerzo.

El reglamento del ACT establece tablas que toman en cuenta estas limitaciones, así como el control de deflexiones dependiendo de si se tratan de losas y vigas reforzadas en una o dos direcciones y miembros compuestos, los cuales se determinan de acuerdo a la tabla correspondiente al peralte total mínimo y aquellos que no soporten o estén ligados a muros divisorios o elementos susceptibles de sufrir daños grandes por las deflexiones. La tabla 3.3 establece peraltes mínimos para losas y vigas.

	Peralte mínimo h			
	libremente apoyadas	con un extremo continuo	ambos extremos continuos	en voladizo
losas macizas en una dirección	1/20	1/24	1/26'	1/10
vigas o losas nervadas en una dirección	1/16	1/18.5	1/21	1/8

tabla 3.3.- peraltes mínimos de vigas o losas en una ----

dirección a menos que se calculen las deflexiones.

Para el empleo de los valores de la tabla 3.3 debe utilizarse concreto con peso $W = 2,320 \text{ kg/m}^3$ y acero de refuerzo de $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ para otro tipo de concreto como de acero se harán las siguientes correcciones.

a) Para concreto con peso $W = 1,440$ a $1,920 \text{ kg/m}^3$ los valores de la tabla se deberán multiplicar por $(1.65 - 0.000312W)$ pero no menos que 1.09, donde W es el peso volumétrico en kg/m^3 .

b) Para varillas de refuerzo con resistencia en el punto de fluencia diferente a $4,200 \text{ kg/cm}^2$ los valores de la tabla se multiplicarán por $(0.4 + f/7000)$.

	Miembros que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de ser dañados por grandes deflexiones				Miembros que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de ser dañados por grandes deflexiones			
	Apoyos libres	Un extremo continuo	Ambos extremos continuos	Voladizo	Apoyos libres	Un extremo continuo	Ambos extremos continuos	Voladizo
Losa de azotea	L/22	L/28	L/35	L/9	L/14	L/18	L/22	L/5.5
Losa de entreplazo o losa nervada de azotea y viga de azotea	L/18	L/23	L/28	L/7	L/12	L/15	L/19	L/5
Viga de entreplazo o losa nervada de entreplazo	L/14	L/18	L/21	L/5.5	L/10	L/13	L/16	L/4

Tabla 3.4 para detalles mínimos de vigas o losas.

A continuación se presenta una tabla de deflexiones calculadas permisibles, que señala el reglamento del ACI como límites, - dependiendo de las características del elemento, tomando en consideración que estos valores no son un medio seguro para el desarrollo de deformaciones en los elementos, por ello no deben acentarse con confianza para el estancamiento de aguas, ya que esto deberá verificarse mediante el cálculo de deflexiones adecuadas que protejan -- contra este problema, considerando las deflexiones a largo plazo de todas las cargas, las contraflechas, las tolerancias en la construcción, etc.

Tipo del miembro	Deflexión a considerar	Límite de la deflexión
Azoteas planas que no soporten ni estén ligadas a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por grandes deflexiones	Deflexión inmediata debida a la carga viva	L/180
Entrepisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por grandes deflexiones	Deflexión inmediata debida a la carga viva	L/360
Azoteas o entrepisos que soporten o estén ligadas a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por grandes deflexiones	La porción de la deflexión total que ocurre despues de la unión de los elementos no estructurales, la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas sostenidas y la deflexión instantánea debida a cualquier carga viva adicional	L/480
Azoteas o entrepisos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales, no susceptibles de sufrir daños por grandes deflexiones		L/240

Tabla 3.5 Deflexiones máximas permisibles según el ACI.

a) La deflexión a largo plazo se determinará de conformidad -- con el reglamento del ACT, pero se podrá reducir según la cantidad de la deflexión que ocurra antes de unir a los elementos no estructurales. Esta cantidad se determinará basándose en datos de ingeniería aceptables, en relación con las características tiempo-deflexión de miembros similares a los considerados.

b) Este límite podrá exceder si se toman en cuenta las medidas adecuadas para evitar el daño a los elementos ligados que sonorte.

c) Pero no mayor que la tolerancia establecida para los elementos no estructurales. Este límite podrá excederse si se proporciona una contraflecha, de modo que la deflexión total menos la contra -- flecha no exceda la limitación.

3.4.- CALCULO DE DEFLEXIONES.

Respecto al cálculo se consideran a corto y largo plazo, dependiendo del tipo de elemento; para el caso de deflexiones inmediatas. El reglamento del D.D.F. permite la determinación por medio de procedimientos basados en la teoría elástica, especificando valores para el módulo de elasticidad de concretos con un peso normal -- (mayor o igual a 2T/m^3), mediante la siguiente expresión $E_c=10000 \sqrt{f_c}$ en kg/cm^2 u otro valor que sea justificado mediante pruebas de laboratorio. En dicho método se empleará el momento de inercia promedio para claros continuos determinado por la ecuación 3.3.10.

$$I = (I_1 + I_2 + 2I_3)/4 \dots \dots \dots (3.3.10)$$

donde I_1 e I_2 son los momentos extremos de la sección, e I_3 es de la sección central. Para el caso de que uno de los lados sea no continuo en un extremo, el valor del momento de inercia del extremo -- discontinuo se iguala a cero en la ecuación 3.3.10 y el denominador será igual a 3.

Se puede hacer una modificación, para el caso de que el elemento sea continuo, lo cual es usual en el tipo de estructuras de concreto reforzado, en el caso de vigas continuas se consideran las restricciones que causan los extremos en la formación de deflexiones, por ello basta calcular la deflexión central del elemento como simplemente apoyado y restarle la deflexión opuesta provocada por el promedio de los momentos negativos en los extremos.

Si se tiene que M_1 y M_2 son los momentos extremos $M_{prom.} = (M_1 + M_2)/2$ y la cantidad a restarle a la viga simple será $M_{prom.} l^2 / 8EI$.

Existen otros procedimientos para determinar las deflexiones inmediatas, entre ellos tenemos los propuestos por el ACI el cual considera el momento de inercia de la sección igual a:

$$I_e = (M_{ag}/M_{max})^3 I_g + [1 - (M_{ag}/M_{max})^3] I_{ag} \dots\dots (3.3.10)$$

donde I_g = momento de la sección del elemento, I_{ag} = momento de inercia de la sección agrietada transformada a concreto, M_{max} = momento máximo en el miembro en la etapa en que se está considerando la deflexión y M_{ag} = momento en el primer agrietamiento dado por

$$M_{ag} = f_r I_g / y_t \dots\dots\dots (3.3.12)$$

en que y_t = distancia a la fibra extrema en tensión, f_r = el módulo de ruptura del concreto el cual varía para los diferentes pesos del concreto según se ve en las ecuaciones 3.3.13.

$$f_r = 1.98 \sqrt{f'_c} \quad (\text{concreto de peso normal}) \dots\dots (3.3.13)$$

$$f_r = 1.891\sqrt{f'_c} \text{ (concreto de peso ligero con arena).....(3.3.13)}$$

$$f_r = 1.492\sqrt{f'_c} \text{ (concreto ligero en su totalidad).....(3.3.13)}$$

Branson propone la expresión siguiente, para el módulo de ruptura del concreto, la cual está basada en 332 pruebas realizadas en especímenes de concreto con diferentes pesos.

$$f_r = 0.04306\sqrt{w f'_c} \text{(3.3.14)}$$

$w = 2320 \text{ kg/m}^3$ para peso normal, $w = 1920 \text{ kg/m}^3$ para ligero con arena y $w = 1600 \text{ kg/m}^3$ todo ligero.

Estas modificaciones en el cálculo del momento de inercia, son debidas principalmente al agrietamiento que experimenta un determinado elemento de concreto, ya que el momento de inercia se ve afectado por la cantidad de grietas y dependiendo de esto se puede hacer la siguiente suposición: si bajo la carga de servicio el esfuerzo de tensión máxima en el concreto, calculado en base a la sección no agrietada es menor que el módulo de ruptura del mismo no se han formado grietas a tensión, en cuyo caso se tomará el momento de inercia como el momento de inercia agrietada ignorándose el área transformada del refuerzo o con mayor exactitud, se puede considerar el área transformada para el cálculo del momento de inercia de la sección no agrietada.

El momento de inercia de una sección se reduce por el agrietamiento, acentuándose más en secciones ligeramente reforzadas que en las fuertemente reforzadas.

3.5.- DEFLEXIONES DE MIEMBROS REFORZADOS EN UNA DIRECCION.

En este método se trata de ajustar los valores del módulo de elasticidad, momento de inercia así como la influencia del tiempo en el cálculo de deflexiones, aclarándose que los análisis están basados en la experimentación.

En la figura 3.14 se muestra el efecto del agrietamiento así como la influencia que crea en el concreto y el acero. El concreto no se encuentra agrietado en zonas de menor momento, debido a la resistencia que tiene para resistir tensión y se encuentra totalmente agrietado en zonas donde el momento es mayor, prolongándose las grietas hasta cerca del eje neutro.

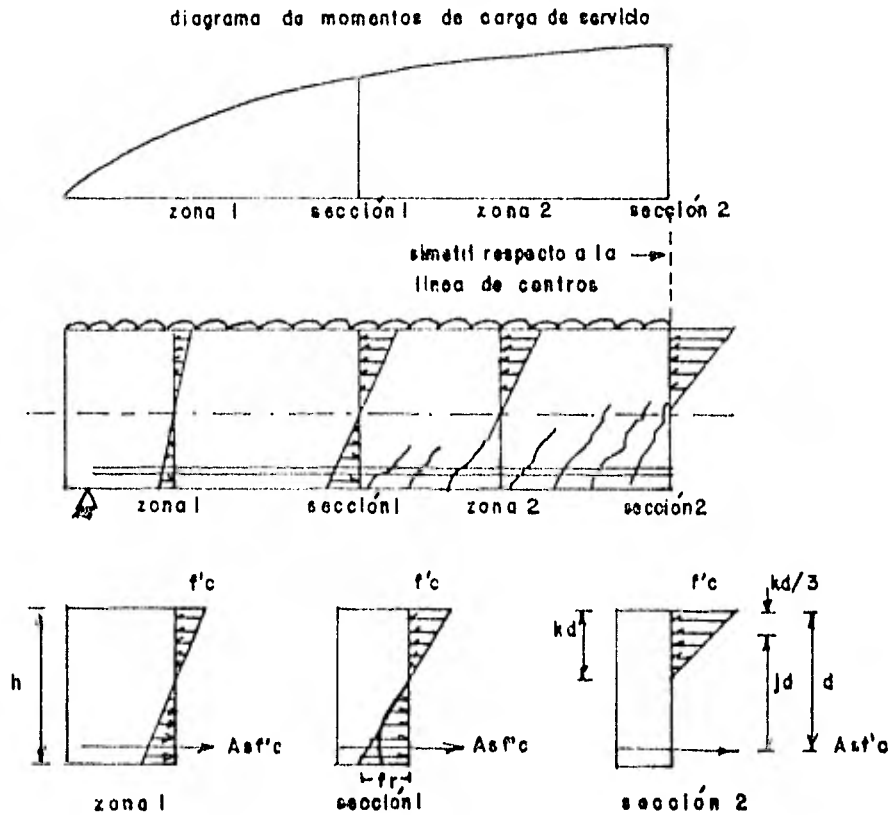


Figura 3.14 diversas zonas de esfuerzo y agrietamiento en una viga de concreto reforzado.

Por ello se tendrá una variación en el tamaño y ancho de las grietas variando con el diagrama de momentos; el concreto existente entre grietas todavía es capaz de resistir tensión, transmitida por el acero, debido a la adherencia y se requiere suficiente longitud para que el esfuerzo de tensión en el concreto alcance el módulo de ruptura, antes que el concreto se agriete nuevamente. Como consecuencia, el momento de inercia efectivo en una sección transversal dada estará comprendido entre el valor sin agrietamiento y el valor cuando esté totalmente agrietada, siendo lo mismo cierto para el momento de inercia efectivo para el claro.

Para el caso de vigas T se hace la distribución del área efectiva como se muestra en la figura 3.15.

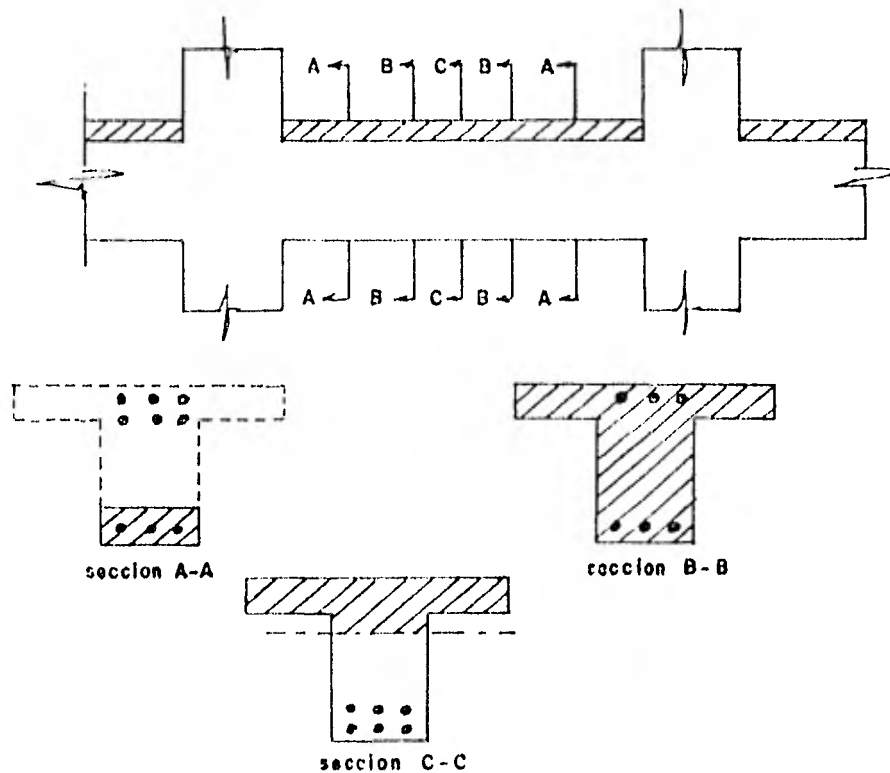


Figura 3.15.- Secciones efectivas límites para una viga T continua.

Si consideramos para miembros de concreto ligero un valor bajo del módulo de elasticidad E_c y por lo tanto una alta relación-modular (n) y en el caso de miembros con gran cantidad de acero de refuerzo se recomienda el empleo de I_{uag} (momento de inercia último de arrietamiento) en vez de I_g . El reglamento del ACI establece que I_{uag}/I_g puede resultar tan alto como 1.30 debido a la consideración del acero de tensión y 1.15 debido al aumento del acero de compresión. Para el cálculo de inercia efectivo, se podrá emplear la ecuación 3.3.11 en el caso de vigas con apoyos libres, o entre los puntos de inflexión en vigas continuas.

Para diferentes solicitaciones de carga muerta y viva las deflexiones, se calcularán considerando la carga total y el empleo de la ecuación 3.3.11. El aumento en la deflexión, tal como la carga viva se calcula con la diferencia de estos valores, como se muestra en la figura 3.16. Apreciándose que el momento de inercia efectivo ($\delta E_c I_e$) representan una secante a la expresión de rigidez.

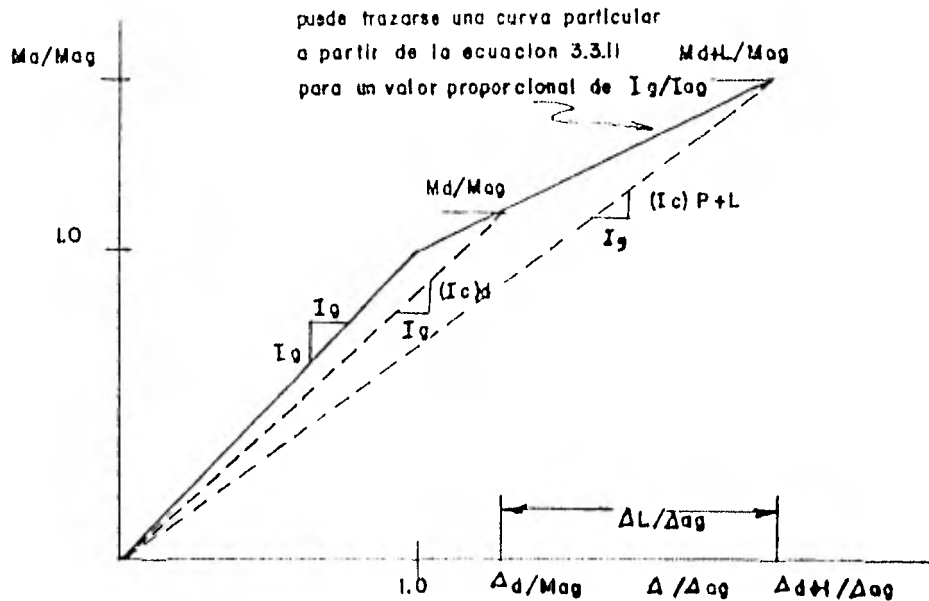


Figura 3.16

Para determinar con una exactitud aceptable, el momento - de inercia promedio I_{prom} se emplean las ecuaciones 3.5.15 y 3.5.16 en vigas continuas $I_e = I_{prom}$.

$$\text{un extremo continuo } I_{prom} = 0.85I_m - 0.15(I_{e1} + I_{e2}) \dots (3.5.15)$$

$$\text{ambos ext. continuos } I_{prom} = 0.70I_m - 0.15(I_{e1} - I_{e2}) \dots (3.5.16)$$

donde I_m es el momento de inercia al centro del claro, e I_{e1} , I_{e2} - son los momentos a los extremos de la viga.

Branson ha demostrado satisfactorio el empleo de $I_e = I_{prom}$ en el centro del claro, en la mayoría de los casos de vigas-rectangulares. Tanto como para los valores positivos como negativos de I_e deberán emplearse las envolventes de momento.

En el caso de carga concentrada en el centro del claro se empleará, $I_{prom} = I_e$ y en el caso de vigas en voladizo, $I_{prom} = I_e$ en el paño del apoyo.

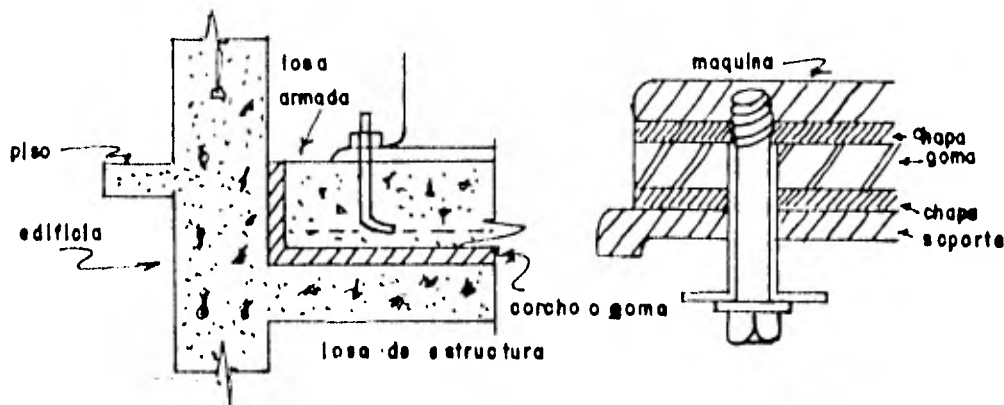
Tanto el reglamento del ACI como de la AASHTO, establecen que el momento de inercia efectivo puede tomarse como el promedio - de los valores obtenidos de la ecuación 3.3.11 para secciones de -- momento positivos y negativos críticos.

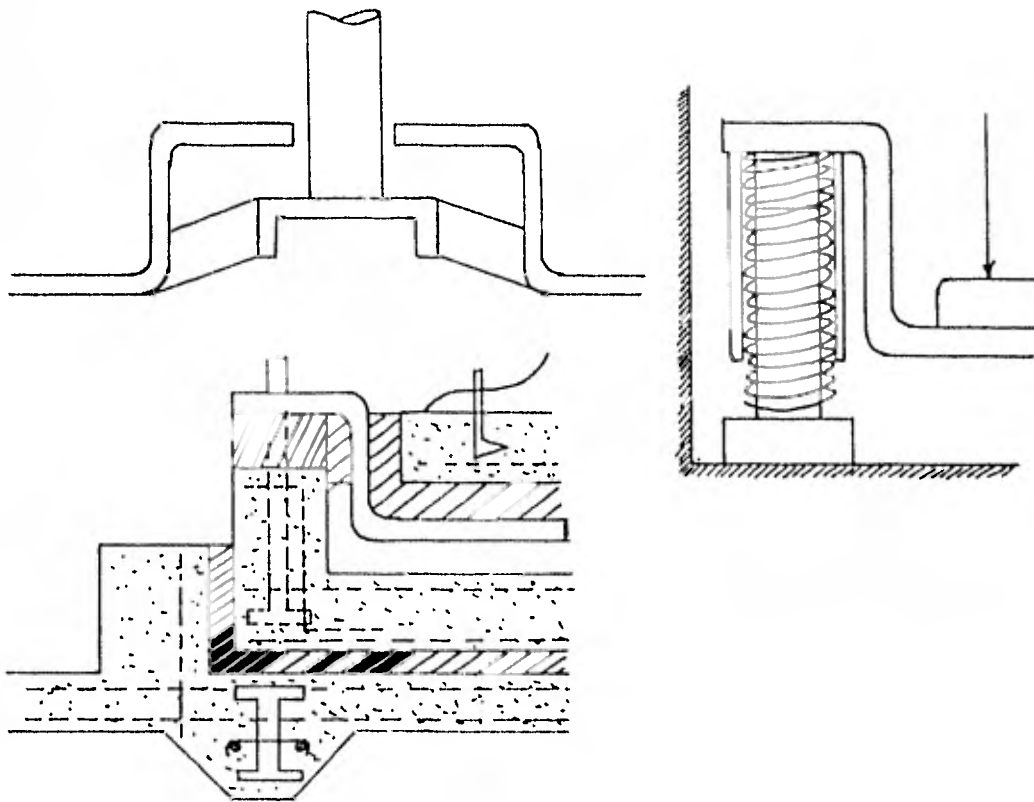
4.- VIBRACIONES.

Este tipo de fallas a diferencia del agrietamiento y las deflexiones, pueden ser detectadas por medio de contacto directo, - es por ello que en estructuras que presenten vibraciones excesivas- crea un estado de inseguridad a sus ocupantes, así como molestias;- son varias las causas que originan este tipo de fenómenos, algunas- de las cuales es el diseño de losas sumamente delgadas, las cuales- ante cualquier sollicitación vibran, es por ello que se especifican- peraltes mínimos ya que a la vez que se evitan las deflexiones exce- sivas se le da una mayor rigidez al elemento.

El funcionamiento de maquinaria dentro del edificio, que- no cuente con un debido aislamiento, puede producir vibraciones mo- lestas a sus ocupantes; también se puede presentar este problema -- con maquinarias que se encuentren a distancia, las cuales tengan -- una frecuencia que coincida con la estructura, esto se transmite -- debido a los impulsos periódicos que recibe el terreno, los cuales- parten de las bases donde se encuentran ancladas dichas máquinas.

En la figura 4.17 se muestran diferentes tipos de aisla- mientos para vibraciones, los cuales están en función de las caracte- rísticas de las máquinas, esto será proporcionado por el fabrican- te y el diseñador apoyándose en su experiencia y en el análisis eli- gere la más apropiada a cada necesidad.





En el caso de cimentaciones que soporten maquinaria se debe tener presente las siguientes características; el terreno de desplante debe estar debidamente compactado con lo cual se evitará la presencia excesiva de deformaciones, que se originen por las sobrecargas, choques o fuerzas de impulsión.

Buscar que exista una diferencia entre la frecuencia de la máquina y su base, evitándose así el fenómeno de resonancia.

Otra causa de las vibraciones es el empuje del viento --- sobre estructuras flexibles, con grandes áreas planas o de muy baja curvatura y que el ángulo de incidencia del viento sea pequeño. Dentro de los puntos que influyen decisivamente se tienen:

- a) si la estructura es esbelta o relativamente flexible.
- b) la presencia de una fuerza excitadora producida por el viento
- c) si la estructura puede oscilar libremente, de acuerdo a un modo de flexión y torsión simultáneamente.

d) si la sección transversal de la estructura es tal que origina la formación de vórtices o si es una estructura inestable.

Para este tipo de estructuras existen métodos de análisis los cuales determinen con cierto grado de seguridad las fuerzas que se deben de considerar en el diseño.

5.- CONCLUSIONES.

La función del ingeniero es realizar con el menor costo y mayor eficiencia una obra determinada, en la cual se conjugan -- factores de gran complejidad, razón por que se debe de prever un -- comportamiento de los diferentes mecanismos de falla, así como los procedimientos constructivos apropiados, distribución del acero de refuerzo, la correcta dosificación de los materiales y considerar la influencia que puede tener el medio ambiente y los métodos de -- curso.

No es sólo importante el buen comportamiento estructural si no que la apariencia física y seguridad que proporcione a sus -- ocupantes, esto es en sí lo que determina el grado de funcionalidad de la misma.

Es por ello la importancia de conocer y valuar de una -- forma aproximada, la presencia de grietas o deflexiones excesivas que puedan dañar la estructura.

La aplicación de los diferentes procedimientos matemáticos reducen considerablemente la incertidumbre y se puede tener un margen más amplio del buen comportamiento.

El no tomar en cuenta estos criterios o pasarlos por -- alto originará un problema más serio, que sólo podría ser detectado cuando se dé por terminada la obra o en el transcurso de su vida de servicio; aunque no hay certeza de la presencia de fallas, -- pues es un fenómeno aleatorio que se reduce con el aplicar y tomar en cuenta los diversos criterios y estudios que se tienen al res -- pecto.

Aplicandolos se estará del lado de la seguridad y redundará en una obra de calidad superior.

BIBLIOGRAFIA

Aspectos fundamentales del Concreto Reforzado

Oscar M. Gonzalez Cuevas, Francisco Robles, Juan Casillas.

Acero de Refuerzo de Alta Resistencia

Informe del Comité ACI 439

Apuntes de Diseño Estructural

Facultad de Ingeniería

Reglamento de Construcciones del D.D.F.

Reglamento de Construcciones del ACI

Revista ACI Diciembre 1976

Revista ACI Agosto 1976

Revista ACI Agosto 1975

Respuesta Humana Ante el Agrietamiento en Losas de Concreto
Reforzado

Publicación Instituto de Ingeniería

Hormigon Armado y Pretensado

Hubert Rusch

Manual de Diseño de Obras Civiles

Sección H CFE

Tratado de Hormigón Armado

Dr. Ing. Gotthar Franz

Control del Agrietamiento de Estructuras de Concreto

Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C.

Revista del ACI

Junio 1978

Concreto Reforzado

Park and Paules