



Universidad de San Carlos de Guatemala  
Facultad de Ingeniería  
Escuela de Ingeniería Civil

**RECOMENDACIONES PARA EVALUACIÓN Y REFORZAMIENTO DE  
LOSAS MACIZAS EXISTENTES, CON EL SISTEMA DE LÁMINAS DE  
POLÍMEROS REFORZADO CON FIBRAS DE CARBONO**

**Isaías Alexander Guerra Luna**

Asesorado por el Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila

Guatemala, noviembre de 2013

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**RECOMENDACIONES PARA EVALUACIÓN Y REFORZAMIENTO DE  
LOSAS MACIZAS EXISTENTES, CON EL SISTEMA DE LÁMINAS DE  
POLÍMEROS REFORZADO CON FIBRAS DE CARBONO**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

**ISAÍAS ALEXANDER GUERRA LUNA**

ASESORADO POR EL ING. MARIO RODOLFO CORZO ÁVILA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

**INGENIERO CIVIL**

GUATEMALA, NOVIEMBRE DE 2013

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA



**NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA**

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
VOCAL II	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL III	Inga. Elvia Miriam Ruballos Samayoa
VOCAL IV	Br. Walter Rafael Véliz Muñoz
VOCAL V	Br. Sergio Alejandro Donis Soto
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Alan Geovani Cosillo Pinto
EXAMINADOR	Ing. Armando Fuentes Roca
EXAMINADOR	Ing. Claudio César Castañón Contreras
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

## **HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR**

En cumplimiento con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

### **RECOMENDACIONES PARA EVALUACIÓN Y REFORZAMIENTO DE LOSAS MACIZAS EXISTENTES, CON EL SISTEMA DE LÁMINAS DE POLÍMEROS REFORZADO CON FIBRAS DE CARBONO**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 28 de abril de 2011.



**Isaías Alexander Guerra Luna**

Guatemala, 14 de agosto de 2013

Ingeniero  
Hugo Leonel Montenegro Franco  
Director de Escuela Ingeniería Civil  
Facultad de Ingeniería  
Guatemala

Respetado Ingeniero

Por medio de la presente hago constar a usted que yo el Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila continuo siendo el asesor de trabajo de graduación del estudiante Isaías Alexander Guerra Luna, que presentó el tema de trabajo de graduación **RECOMENDACIONES PARA EVALUACIÓN Y REFORZAMIENTO DE LOSAS MACIZAS EXISTENTES, CON EL SISTEMA DE LÁMINAS DE POLÍMEROS REFORZADO CON FIBRAS DE CARBONO.**

Sin otro motivo en particular, le saluda atentamente.

*Vo. B.*

  
Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila



  
FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECTOR  
USAC


Guatemala, 14 de agosto de 2013


Ingeniero  
Hugo Leonel Montenegro Franco  
Director de Escuela Ingeniería Civil  
Facultad de Ingeniería  
Guatemala

Respetado Ingeniero

Por medio de la presente le comunico que el periodo de entrega de mi trabajo de graduación que es de dos años según el reglamento se me ha agotado; por lo cual por medio de la presente le solicito si se puede extender dicho periodo en cinco meses mas para poder finalizar mi trabajo de graduación, los motivos por el cual no la he concluido son económicos ya que no contaba con los materiales para poder terminar dicho trabajo de gradación y el tiempo de espera para poder adquirir estos.

Quedando en espera de que considere mi petición.  
Sin otro motivo en particular, le saluda atentamente

Vs. Bó.  Isaias Alexander Guerra Luna  
No. Carnet 200518542



FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECTOR  
USAC



Guatemala, 20 de Agosto de 2013.

Ingeniero  
Guillermo Francisco Melini Salguero  
Coordinador del Área de  
Materiales y Construcciones Civiles  
Escuela de Ingeniería Civil  
Facultad de Ingeniería

Ingeniero Melini Salguero:

Por medio de la presente, le informo que he asesorado y revisado el trabajo de graduación, con título: RECOMENDACIONES PARA EVALUACIÓN Y REFORZAMIENTO DE LOSAS MACIZAS EXISTENTES, CON EL SISTEMA DE LÁMINAS DE POLÍMEROS REFORZADO CON FIBRAS DE CARBONO, desarrollado por el estudiante Isaías Alexander Guerra Luna, con carné 2005-18542. El cual satisface los objetivos del mismo.

Al agradecer su amable atención y colaboración, me suscribo atentamente.

  
Ing. Mario Rodolfo Corzo Avila

No. de colegiado: 2089

Jefe de la Sección de Estructuras



**USAC**  
TRICENTENARIA  
Universidad de San Carlos de Guatemala

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>



Universidad de San Carlos de Guatemala  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
Escuela de Ingeniería Civil

Guatemala,  
11 de septiembre de 2013

Ingeniero  
Hugo Leonel Montenegro Franco  
Director Escuela Ingeniería Civil  
Facultad de Ingeniería  
Universidad de San Carlos

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **RECOMENDACIONES PARA EVALUACIÓN Y REFORZAMIENTO DE LOSAS MACIZAS EXISTENTES, CON EL SISTEMA DE LÁMINAS DE POLÍMEROS REFORZADO CON FIBRAS DE CARBONO**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Isaías Alexander Guerra Luna, quien contó con la asesoría del Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

  
Ing. Civil Guillermo Francisco Meléndez Salguero  
Coordinador del Área de Materiales y  
Construcciones Civiles



FACULTAD DE INGENIERÍA  
ÁREA DE MATERIALES Y  
CONSTRUCCIONES CIVILES  
USAC

/bbdeb,  
Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua







**USAC**  
TRICENTENARIA  
Universidad de San Carlos de Guatemala

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

Universidad de San Carlos de Guatemala  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
Escuela de Ingeniería Civil



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila y del Coordinador del Área de Materiales y Construcciones Civiles, Ing. Guillermo Francisco Melini Salguero, al trabajo de graduación del estudiante Isaías Alexander Guerra Luna, titulado **RECOMENDACIONES PARA EVALUACIÓN Y REFORZAMIENTO DE LOSAS MACIZAS EXISTENTES, CON EL SISTEMA DE LÁMINAS DE POLÍMEROS REFORZADO CON FIBRAS DE CARBONO**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

  
Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, noviembre de 2013.

/bbdeb.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **RECOMENDACIONES PARA EVALUACIÓN Y REFORZAMIENTO DE LOSAS MACIZAS EXISTENTES, CON EL SISTEMA DE LÁMINAS DE POLÍMEROS REFORZADO CON FIBRAS DE CARBONO**, presentado por el estudiante universitario: **Isaías Alexander Guerra Luna**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

  
Ing. Murphy Olympo Paiz Reinos  
Decano



Guatemala, noviembre de 2013



## **AGRADECIMIENTOS A:**

<b>Dios</b>	Por haberme iluminado y guiado, permitiendo la culminación de mi carrera.
<b>Mis padres</b>	Por todo el esfuerzo y confianza, por siempre estar ahí cuando los necesité, y por enseñarme el valor dignificante del trabajo y de la honradez.
<b>La Universidad de San Carlos de Guatemala</b>	Mi alma máter y segunda casa que me inspiró para seguir esta carrera, a la cual estoy orgulloso de pertenecer.
<b>Facultad de Ingeniería</b>	Por permitirme adquirir los conocimientos de tan noble profesión.
<b>Mis amigos de la Facultad</b>	Por compartir su amistad y haber recorrido juntos esta etapa de nuestras vidas.
<b>Mi asesor</b>	Ing. Mario Corzo, por su amistad, apoyo y paciencia en el asesoramiento del presente trabajo de graduación.
<b>Sección de estructuras</b>	En especial a Fabio Sánchez, por ayudarme en la realización de este proyecto y tenerme paciencia.

## ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	IX
TABLAS.....	XI
LISTA DE SÍMBOLOS.....	XIII
GLOSARIO.....	XVII
RESUMEN.....	XXI
OBJETIVOS.....	XXIII
INTRODUCCIÓN.....	XXV
1. CALIDAD DEL CONCRETO.....	1
1.1. Generalidades.....	1
1.2. Dosificación del concreto.....	2
1.3. Procedimiento.....	3
1.3.1. Especificaciones y dosificación.....	3
1.3.2. Primer paso: la elección del valor de revenimiento.....	4
1.3.3. Segundo paso: elección del tamaño máximo nominal del agregado.....	5
1.3.4. Tercer paso: cálculo de mezclado de agua y contenido de aire.....	7
1.3.5. Cuarto paso: selección de la relación agua/cemento o agua/material cementante.....	9
1.3.6. Quinto paso: cálculo del contenido cemento.....	11
1.3.7. Sexto paso: estimación del contenido de agregado grueso.....	11

1.3.8.	Séptimo paso: estimación del contenido de agregado fino .....	12
1.3.9.	Octavo paso: ajuste por humedad.....	14
1.3.10.	Noveno paso: ajuste de la mezcla de prueba.....	14
1.4.	Dosificación basada en la experiencia en obra o en mezclas de prueba .....	15
1.5.	Dosificación cuando no se cuenta con experiencia en obra o mezclas de prueba .....	16
1.6.	Evaluación y aceptación del concreto .....	17
1.7.	Preparación del equipo y del lugar de colocación del concreto .....	19
1.8.	Mezclado del concreto .....	20
1.9.	Transporte del concreto .....	21
1.10.	Colocación del concreto .....	22
1.11.	Protección y curado.....	26
1.12.	Encofrados, tuberías embebidas y justas de construcción.....	27
1.12.1.	Disposiciones generales para el diseño de encofrados.....	27
1.12.2.	Proyecto y construcción .....	27
1.12.3.	Encofrados .....	28
1.12.4.	Tuberías empotradas en estructuras de concreto armado .....	31
1.12.5.	Tuberías de acero destinadas a la conducción de fluidos .....	32
2.	DISEÑO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO .....	35
2.1.	Requisitos de separaciones y recubrimientos libres del acero de refuerzo en vigas .....	35
2.1.1.	Recubrimiento .....	35

2.1.2.	Límites para el espaciamiento del refuerzo en vigas .....	36
2.1.3.	Deflexiones en vigas.....	36
2.1.4.	Deflexiones permisibles .....	38
2.1.5.	Control de deflexiones .....	39
2.1.6.	Distancia entre los apoyos laterales de elementos sometidos a flexión.....	40
2.2.	Criterios para el dimensionamiento de vigas .....	41
2.2.1.	Vigas rectangulares simplemente armadas .....	41
2.2.2.	Vigas doblemente reforzadas .....	45
3.	DISEÑO DE LOSAS DE CONCRETO ARMADO.....	51
3.1.	Tipos de losas .....	51
3.1.1.	Losas unidireccionales .....	51
3.1.2.	Losas en dos direcciones .....	52
3.2.	Losas en una dirección.....	53
3.2.1.	Comportamiento .....	54
3.2.2.	Dimensionamiento .....	54
3.2.3.	Acero de refuerzo .....	56
3.2.4.	Revisión por cortante.....	58
3.3.	Losas armadas en dos direcciones .....	58
3.3.1.	Peraltes mínimos para losas en dos direcciones....	59
3.3.2.	Refuerzo por contracción y temperatura.....	62
3.3.3.	Revisión por cortante.....	63
3.3.4.	Losas con vigas.....	63
3.3.5.	Losas sin vigas .....	64
3.3.6.	Losas armadas en dos sentidos sin vigas entre apoyos .....	65

3.3.7.	Límites para el espaciamiento del refuerzo de cortante .....	70
3.3.8.	Refuerzo de corte en losas armadas en dos direcciones .....	71
3.4.	Principios generales para el diseño de losas armadas en dos direcciones, según el código del ACI.....	76
3.5.	Método directo .....	77
3.5.1.	Limitaciones del método directo .....	78
3.5.2.	Determinación del momento total estático.....	80
3.5.3.	Distribución de los momentos positivos y negativos .....	83
3.5.4.	Distribución de los momentos en la franja de columna y en la franja central.....	85
3.5.5.	Momento negativo interior .....	86
3.5.6.	Momento negativo exterior .....	87
3.5.7.	Momentos en las columnas.....	88
3.6.	Losas apoyadas perimetralmente .....	90
3.6.1.	Comportamiento y modos de falla .....	90
3.7.	Losas planas .....	91
3.7.1.	Comportamiento de las losas planas .....	92
3.8.	Comportamiento de sistemas de piso .....	93
3.8.1.	Influencia de las columnas .....	94
3.8.2.	Efectos de la rigidez flexionante de las vigas .....	94
3.8.3.	Efectos de la rigidez torsionante de las vigas.....	95
3.8.4.	Peraltes mínimos para losas en dos direcciones ....	95
3.8.5.	Refuerzo para losas en dos direcciones.....	97



4.	ESTUDIOS DE PATOLOGÍA DE LOSAS DE CONCRETO ARMADO ..	99
4.1.	Procedimiento y criterio para evaluación según ACI 437R-03 .....	99
4.1.1.	Evaluación de la carga y condiciones del medio ambiente .....	99
4.1.2.	Cargas muertas .....	99
4.1.3.	Cargas muertas superpuestas.....	100
4.1.4.	Cargas viva.....	100
4.1.5.	Cargas de lluvia .....	101
4.1.6.	Combinaciones de carga .....	101
4.2.	Selección del método adecuado de evaluación.....	102
4.2.1.	Evaluación exclusivamente por el análisis.....	102
4.2.2.	Evaluación por análisis y pruebas de carga en el lugar.....	104
4.3.	Daños estructurales.....	104
4.3.1.	Daños menores .....	105
4.3.2.	Daños moderados .....	105
4.3.3.	Daños mayores o severos .....	105
4.3.4.	Daños no estructurales .....	106
4.4.	Evaluación de la resistencia de estructuras existentes ACI 318-08 .....	106
4.4.1.	Determinación de las dimensiones y propiedades de los materiales.....	107
4.4.2.	Procedimiento para la prueba de carga.....	108
4.4.3.	Intensidad de la carga .....	109
4.4.4.	Criterio de carga .....	109
4.4.5.	Criterio de aceptación.....	111
4.4.6.	Disposiciones para la aceptación de cargas de servicio menores.....	113

4.4.7.	Seguridad .....	113
5.	REFORZAMIENTO CON LÁMINA DE POLÍMERO REFORZADO CON FIBRAS DE CARBONO .....	115
5.1.	Reforzamiento a flexión .....	115
5.1.1.	Información general.....	115
5.1.2.	Situación inicial.....	116
5.1.3.	Sección sometida a corte .....	117
5.1.4.	Sustraer fuerzas existentes .....	117
5.2.	Resistencia nominal .....	117
5.3.	Modo de fallo.....	118
5.3.1.	Desconsolidación y los modos de fallo de uniones.....	118
5.3.2.	Grado de deformación en el de refuerzo FRP .....	124
5.3.3.	Nivel de esfuerzo en el refuerzo FRP .....	124
5.3.4.	Requisitos de ductilidad .....	125
5.3.5.	Servicio.....	126
5.3.6.	La ruptura por fluencia y la fatiga en los límites del resistencia .....	128
5.4.	Aplicación a una sección rectangular reforzado por separado .....	130
5.4.1.	La ruptura por fluencia y la fatiga en los límites del esfuerzo .....	130
5.4.2.	El esfuerzo del acero bajo cargas de servicio .....	133
5.4.3.	El esfuerzo en el FRP bajo cargas de servicio .....	133
5.5.	Estado límite de servicio .....	135
5.5.1.	Verificación de deflexiones.....	135
5.5.2.	Verificación de los anchos de fisura .....	136

6.	ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LABORATORIO.....	137
6.1.	Procedimiento y secuencia de los cálculos obtenidos en laboratorio.....	137
6.1.1.	Fundamento teórico.....	139
6.2.	Resultados y discusión.....	142
6.2.1.	Resultados de ensayo losa reforzada con reforzamiento externo de cable flexible .....	143
6.2.2.	Resultados de ensayo losa reforzada con reforzamiento externo con lámina de polímeros reforzado con fibra de carbono.....	149
	CONCLUSIONES .....	161
	RECOMENDACIONES.....	165
	BIBLIOGRAFÍA.....	167
	ANEXOS.....	169



## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

### FIGURAS

1.	Prueba de revenimiento .....	4
2.	Tamaños máximos nominales de agregado grueso .....	6
3.	Encofrado de la losa .....	24
4.	Encofrado de viga .....	25
5.	Isométrico encofrado de viga .....	26
6.	Esfuerzos y deformaciones en una sección rectangular con falla balanceada .....	42
7.	Superposición de efectos para el análisis de secciones rectangulares con refuerzo en compresión .....	46
8.	Diagrama de esfuerzos y deformaciones de una sección rectangular balanceada con refuerzo en compresión .....	47
9.	Porción de losa que contribuye a la resistencia de la viga .....	60
10.	Porción de losa que contribuye a la resistencia de la viga .....	60
11.	Área tributaria para la determinación de las cargas que actúan sobre las vigas entre apoyos de losas armadas en dos direcciones ...	63
12.	Falla de corte por flexión y por punzonamiento en las losas armadas en dos sentidos sin vigas entre apoyos .....	65
13.	Sección crítica para verificar el corte por punzonamiento en los apoyos no rectangulares o en zonas donde se aplican cargas concentradas .....	67
14.	Reducción de la sección crítica por la presencia de aberturas cercanas al apoyo .....	68
15.	Secciones críticas en losas provistas de ábaco .....	69

16.	Refuerzo de corte en losas armadas en dos sentidos sin vigas .....	72
17.	Refuerzo de corte en losas .....	74
18.	Secciones críticas para el diseño de los cabezales.....	75
19.	Condiciones para utilización del método directo.....	79
20.	Elemento utilizado para la determinación del momento estático total del elemento analizado .....	82
21.	Ejemplos de sección cuadrada equivalente para elementos de apoyo.....	83
22.	Avance del agrietamiento y de la fluencia del refuerzo en distintas etapas de carga.....	91
23.	Distintos tipos de losas planas .....	92
24.	Agrietamiento para distintos niveles de carga .....	93
25.	Forma correcta de carga .....	111
26.	Corte transversal de un elemento con reforzamiento, posibles tipos de fallas.....	120
27.	Salto en una fisura por flexión debido a grandes esfuerzos de corte	120
28.	Comportamiento uniones.....	123
29.	Representación gráfica de la reducción de factor de resistencia en función de la ductilidad .....	127
30.	Deformación interna y la distribución de los esfuerzos para una sección rectangular a flexión en la etapa final .....	127
31.	Deformación elástica y la distribución del esfuerzo .....	129
32.	Ilustración del nivel de momento se aplica a utilizar para comprobar los límites de tensión en la armadura de FRP.....	134
33.	Configuración de ensayo .....	138
34.	Construcción de losas a ensayar.....	141
35.	Modo de ensayo a flexión a tercios de tramo total .....	142
36.	Resultados de ensayos losa No. 1 sin reforzamiento.....	144
37.	Gráficas resultados de ensayos losa No. 1 reforzada .....	146

38.	Gráfica de losa No. 1, con y sin reforzamiento .....	147
39.	Instalación de la platina.....	153
40.	Modo de ensayo .....	154
41.	Resultados de ensayos losa No. 2 sin reforzamiento .....	154
42.	Resultados de ensayos losa No. 2 con reforzamiento .....	156
43.	Gráfica de losa No. 2 con y sin reforzamiento .....	158

## TABLAS

I.	Revenimientos recomendados para diversos tipos de construcción.....	5
II.	Requisitos aproximados de agua de mezclado y contenido de aire para diferentes revenimientos y tamaños máximos nominales de agregado .....	8
III.	Correspondencia entre relación agua/cemento o agua/material cementante y la resistencia a la compresión del concreto .....	10
IV.	Relación agua/cemento o agua/material cementantes máximas permisibles para concreto sujeto a exposiciones severas ....	10
V.	Volumen de agregado grueso por volumen unitario de concreto .....	12
VI.	Primera estimación del peso del concreto fresco .....	13
VII.	Peraltes mínimos para vigas y losas que trabajan en una dirección....	39
VIII.	Coeficientes de momentos flexionantes y fuerzas cortantes.....	55
IX.	$\rho_{min}$ para calcular el acero por contracción y temperatura.....	57
X.	Espesores mínimos de losas sin vigas interiores .....	62
XI.	Coeficientes para distribuir momentos positivos y negativos en los tramos exteriores de las losas armadas en dos sentidos.....	84
XII.	Fracción del momento negativo interior que corresponde a la franja de columna.....	86
XIII.	Fracción del momento negativo exterior que corresponde a la franja de columna.....	88

XIV.	Límites de esfuerzo cíclico sostenido bajo cargas de servicio en refuerzo de FRP.....	129
XV.	Tabla resumen.....	141
XVI.	Resultados de ensayo losa No.1 .....	143
XVII.	Memoria de cálculo.....	150
XVIII.	Resultados de ensayo losa No.2 .....	153



## LISTA DE SÍMBOLOS

<b>Símbolo</b>	<b>Significado</b>
<b>Ag</b>	Área bruta de la sección
<b>As</b>	Área del acero de refuerzo
<b>Af</b>	Área de refuerzo de FRP externo
<b>Ast</b>	Área total de armadura longitudinal
<b>w<sub>d</sub></b>	Carga muerta en el tramo de mayor luz
<b>w'<sub>d</sub></b>	Carga muerta en el tramo de menor luz
<b>D</b>	Cargas muertas, o momentos y fuerzas internas correspondientes
<b>R</b>	Cargas por lluvia, o momentos y fuerzas internas
<b>S</b>	Cargas por nieve, o momentos y fuerzas internas
<b>w<sub>u</sub></b>	Carga última por unidad de área
<b>w<sub>1</sub></b>	Carga viva en el tramo de mayor luz
<b>Lr</b>	Cargas vivas de cubierta, o momentos y fuerzas internas
<b>L</b>	Cargas vivas, o momentos y fuerzas internas correspondientes
<b>Cc</b>	Constante de la sección transversal para definir propiedades a la torsión de losas y vigas
<b>ε<sub>s</sub></b>	Deformación a tensión en el acero de refuerzo
<b>ε<sub>sy</sub></b>	Deformación correspondiente al acero de refuerzo
<b>ε<sub>fu</sub></b>	Deformación de diseño a tensión de refuerzo de FRP
<b>Δ<sub>r</sub></b>	Diferencia entre las deflexiones inicial y final
<b>l<sub>1</sub></b>	Dimensión centro a centro del paño en la dirección en análisis

$l_2$	Dimensión centro a centro del paño en la dirección perpendicular a la de análisis
$t_f$	Espesor nominal de una hoja de refuerzo de FRP
$\lambda\Delta$	Factor de modificación relacionado con la densidad del concreto
$\psi_f$	Factor de reducción de resistencia adicional FRP
$\xi$	Factor que depende del tiempo para cargas sostenidas Tonelada métrica por metro
$\phi$	Factor de reducción de la resistencia
<b>kg</b>	Kilogramo
<b>kg·m</b>	Kilogramo por metro
<b>kg/cm<sup>2</sup></b>	Kilogramo sobre centímetro cuadrado
<b>kg/m<sup>2</sup></b>	Kilogramo sobre metro cuadrado
<b>kg/m<sup>3</sup></b>	Kilogramo sobre metro cúbico
<b>km</b>	Kilómetro
<b>km<sup>2</sup></b>	Kilómetro cuadrado
<b>km/h</b>	Kilómetro sobre hora
$l'_n$	Luz del tramo menor entre caras de apoyo
$l'_2$	Luz del tramo menor perpendicular a la dirección de diseño
<b>Ln</b>	Luz libre medida entre caras de los apoyos
$\epsilon_{cu}$	Máxima deformación de compresión resistida por el concreto
$f_{fu}$	Máxima resistencia a la tracción de FRP
<b>I<sub>cr</sub></b>	Momento de inercia de la sección agrietada
<b>I<sub>s</sub></b>	Momento de inercia de la sección bruta de la losa respecto de su eje centroidal
<b>I<sub>b</sub></b>	Momento de inercia de la sección bruta de la viga respecto de su eje centroidal
$E_f$	Módulo de elasticidad a la tracción de FRP
$E_f$	Módulo de elasticidad a la tracción de FRP

<b><math>E_f</math></b>	Módulo de elasticidad a tensión de FRP
<b><math>I_s</math></b>	Momento de inercia de la sección bruta de una losa con respecto al eje que pasa por el centroide definido para el cálculo de $\alpha$ y $\beta t$
<b><math>M_s</math></b>	Momento dentro del rango elástico de los miembros
<b><math>M_u</math></b>	Momento factorizado o momento último
<b><math>M_o</math></b>	Momento total estático igual a la suma del momento positivo en el centro del tramo y al promedio de los momentos negativos en los apoyos
<b><math>M_n</math></b>	Momento nominal
<b><math>\gamma</math></b>	Multiplicador en $f'_c$ para determinar la intensidad de una distribución rectangular equivalente para concreto armado
<b><math>\epsilon_{fe}</math></b>	Nivel de deformación eficaz en el refuerzo de FRP
<b><math>\epsilon_{bi}</math></b>	Nivel de deformación en el concreto en el momento
<b><math>f'_{fe}</math></b>	Nivel de estrés alcanzado en sección fallada
<b><math>f'_{f,s}</math></b>	Nivel de estrés en el FRP causada por un momento en el rango elástico de los miembros.
<b><math>\epsilon_b</math></b>	Nivel de tensión en el sustrato de concreto elaborado por un determinado momento de flexión
<b><math>\epsilon_{fe}</math></b>	Nivel de deformación eficaz en el refuerzo de FRP de la instalación de FRP
<b><math>n</math></b>	Número de capas de refuerzo de FRP
<b><math>\alpha_1</math></b>	Parámetro definido en la expresión $(\alpha_f)$ evaluado en la dirección $l_1$
<b><math>\alpha_2</math></b>	Parámetro definido en la expresión $(\alpha_f)$ evaluado en la dirección $l_2$

<b><math>\alpha_s</math></b>	Parámetro igual a 40 para columnas interiores, 30 para las laterales y 20 para las esquineras.
<b><math>b_o</math></b>	Perímetro de la sección crítica
<b><math>A/C</math></b>	Relación agua por material cementante
<b><math>A/(C+p)</math></b>	Relación agua por material cementante adicionado
<b><math>\beta</math></b>	Relación de la dimensión larga a corta de las luces libres para losas en dos direcciones
<b><math>\beta_c</math></b>	Relación entre la mayor y menor dimensión del área de acción de la carga concentrada o de la reacción
<b><math>k</math></b>	Relación de la profundidad del eje neutro y la profundidad del refuerzo medida en el mismo lado del neutro
<b><math>\beta_1</math></b>	Relación de la profundidad del rectángulo equivalente a la profundidad del eje neutro
<b><math>f^*_{fu}</math></b>	Resistencia a la tracción del material de FRP como reportado por el fabricante
<b><math>f_s</math></b>	Resistencia del acero de refuerzo
<b><math>V_n</math></b>	Resistencia nominal al cortante nominal
<b><math>V_c</math></b>	Resistencia nominal al cortante, proporcionada por el concreto
<b><math>V_u</math></b>	Resistencia nominal al cortante, última
<b><math>\beta_t</math></b>	Relación entre la rigidez a torsión de la sección de la viga de borde y la rigidez a flexión de una franja de losa
<b><math>\rho'</math></b>	Valor en la mitad de la luz para tramos simples y continuos.
<b><math>\alpha_{fm}</math></b>	Valor promedio de relación entre la rigidez a flexión de una sección de viga y la rigidez a flexión de una franja de losa limitada lateralmente por los ejes centrales de los paneles adyacentes (si los hay) a cada lado de la viga( $\alpha_f$ ), para todas las vigas en los bordes de un panel.

## GLOSARIO

<b>Ábaco</b>	Proyección debajo de la losa de por lo menos una cuarta parte del espesor de la losa fuera del ábaco
<b>ACI</b>	Instituto Americano del Concreto, por sus siglas en inglés.
<b>Adherentes</b>	Un cuerpo a otro lugar del cuerpo por un pegamento.
<b>Adhesivo</b>	Sustancias aplicado a las superficies de contacto para unir juntos por la vinculación
<b>Aditivo</b>	Material distinto del agua, de los agregados o del cemento hidráulico, utilizado como componente del concreto, y que se añade a este antes o durante su mezclado a fin de modificar sus propiedades.
<b>ASTM</b>	Sociedad Americana para Ensayos y Materiales, por sus siglas en inglés.
<b>Carga</b>	En estructuras, es la fuerza actuante distribuida en elementos estructurales unidimensionales o bidimensionales, como vigas y losas, respectivamente. En hidráulica, equivale a la energía sobre peso específico.

<b>Carga de servicio</b>	La carga, especificada por el reglamento general de construcción de la cual este reglamento forma parte.
<b>Carga mayorada</b>	La carga, multiplicada por los factores de carga apropiados, que se utiliza para diseñar los elementos utilizando el método de diseño por resistencia.
<b>Carga muerta</b>	Cargas muertas soportadas por un elemento, según se definen en el reglamento general de construcción de la cual forma parte este reglamento.
<b>Carga viva</b>	Carga viva especificada en el reglamento general de construcción de la cual forma parte este reglamento.
<b>Concreto reforzado</b>	Concreto estructural reforzado con no menos de la cantidad mínima de acero de preesforzado o refuerzo no preesforzado.
<b>Delaminación</b>	La separación de las capas de un laminado por el hecho de que el adhesivo, ya sea en el propio adhesivo o en la interface entre el adhesivo y el adherente.
<b>Desconsolidación</b>	El fallo local en la zona de unión entre el concreto y el exterior en condiciones de servidumbre refuerzo.
<b>Epoxi</b>	Compuesto que contiene un anillo de tres miembros formado por dos átomos de carbono y un átomo de oxígeno.

<b>Estribo</b>	Refuerzo empleado para resistir esfuerzos de cortante y de torsión en un elemento estructural.
<b>FCRP</b>	Fibra de carbono reforzado con polímeros.
<b>Fibra de carbono</b>	Fibra producida por el tratamiento de alta temperatura de una fibra de precursores orgánicos sobre la base de PAN (poliacrilonitrilo).
<b>Fibra de vidrio</b>	Fibra de refuerzo se hace con vidrio fundido a través de cepillados.
<b>FRP</b>	Polímero reforzado con fibra.
<b>FVRP</b>	Fibra de vidrio reforzado con polímeros.
<b>Laminados</b>	Para unir las capas de material con un adhesivo. Además, un producto fabricado por la vinculación a dos o más capas de materiales.
<b>Pandeo</b>	Un modo de fallo por lo general se caracteriza por la desviación de la fibra en vez de romper debido a la acción de compresión.
<b>Refuerzo</b>	Elemento clave añadido a la matriz para proporcionar las propiedades requeridas. Rangos a partir de fibras cortas y continuas a través de formas complejas textiles.

<b>Resina</b>	Polímero con un peso molecular indefinida y de alta frecuencia y un ablandamiento o fusión gama que exhibe una tendencia a fluir cuando se someten a estrés.
<b>Resina de epoxy</b>	Organismos unicelulares microscópicos. No necesitan de la luz para su proceso de vida.
<b>Resistencia de diseño</b>	Resistencia nominal multiplicada por un factor de reducción de resistencia.
<b>Tejido</b>	Un material de construcción entrelazado de hilos, fibras o filamentos.
<b>Unidireccional</b>	Una tira de tela o con todas las fibras orientadas en la misma dirección.
<b>Vida útil</b>	Período de tiempo en el que una resina termoestable catalizada mantiene lo suficientemente baja viscosidad para su procesamiento.



## RESUMEN

El presente trabajo de graduación consta de seis capítulos, el primero trata sobre dosificación de concreto con cemento Portland; los capítulos dos y tres tratan generalidades para el diseño de vigas y losas; en el capítulo se presenta el análisis de la resistencia de una estructura existente, y en el capítulo cinco se incluye el reforzamiento de estructuras existentes con CFRP.

De esta forma se tendrá un material de apoyo que le servirá como guía para el análisis de losas macizas existentes y la forma de recuperar su resistencia original, o mejorarla mediante el reforzamiento.

El alcance comprende el refuerzo, restauración o reparación de una estructura existente, consistente en aquellas modificaciones que permitan alcanzar los requerimientos del reglamento local.

Las correcciones a realizar buscan el cumplimiento de las especificaciones de los códigos de diseño usados en Guatemala, tal como el ACI 318; siendo el propósito de este trabajo de graduación el planteamiento de una solución.

Ante los daños de significativa intensidad e incidencia que pueden presentar las losas macizas, se observan en general simples reparaciones superficiales o en otros casos demoliciones y refuerzos injustificados. Ninguno de estos extremos es recomendable, principalmente con la existencia de técnicas y productos desarrollados específicamente para solucionar estos problemas.

Es por eso que este trabajo de graduación da una metodología y una base de conocimientos que sirvan para elegir apropiadamente el sistema de reforzamiento que se aplicará a las losas macizas existentes; este será de utilidad para establecer un plan de actuación, y requerirá para su realización, del conocimiento detallado de las propiedades y características de los productos de factible suministro y de su costo, para determinar la factibilidad de un proceso de reforzamiento.

## **OBJETIVOS**

### **General**

Proponer un documento enfocado en recomendaciones de refuerzo y reparación de losas macizas de concreto, evitando la demolición de las mismas, minimizando costos y manteniendo la seguridad y confiabilidad estructural de la edificación, adicionalmente como un beneficio marginal, será el evitar la generación de desperdicios.

### **Específicos**

1. Proporcionar los requisitos de reglamento para concreto estructural aplicable a las losas, establecidos para asegurar el buen funcionamiento de estas.
2. Proponer una serie de recomendaciones en relación con el reconocimiento y evaluación, que permitan localizar las posibles fallas que se puedan reparar.
3. Establecer una metodología para la aplicación de la técnica de reforzamiento.
4. Corregir fallos detectados que hacen suponer que ha disminuido la capacidad de carga prevista inicialmente.

5. Efectuar una recopilación breve sobre materiales destinados al reforzamiento estructural.

## INTRODUCCIÓN

Las carencias estructurales que pueda presentar una losa debido al cambio de uso, variaciones del diseño, mal procedimiento constructivo o daños estructurales, pueden ser corregidas por el proceso de recuperación o rehabilitación estructural denominada reforzamiento, que consiste en la modificación de las características de una estructura dañada o sin daño, de modo que se alcance un nivel de seguridad predeterminado, para el cumplimiento con las especificaciones mínimas.

Este trabajo de graduación trata sobre el sistema de reforzamiento con lámina de polímero reforzado con fibras de carbono, y las propiedades de la losa que deben ser tomadas en consideración cuando la capacidad de esta va a ser modificada.

Tratará además la problemática de intervención estructural de losas de manera resumida, explicará los conceptos relacionados con el tema e ilustrará sobre esta técnica de reforzamiento de losas macizas existentes; el uso de dicha técnica, de sus ventajas y desventajas, brindará algunos comentarios sobre la correcta utilización de este método.



# 1. CALIDAD DEL CONCRETO

## 1.1. Generalidades

El cemento utilizado en obra debe corresponder con aquel que se utilizó para determinar la dosificación del concreto, su resistencia y demás propiedades; esto simplemente puede significar el uso del mismo tipo de cemento, o bien significar el uso de un cemento de la misma procedencia con las mismas propiedades.

El agregado fino debe ser durable, fuerte, limpio, duro y libre de materias impuras como polvo, limo, pizarra, álcalis y materias orgánicas. No debe tener más de 5 % de arcilla o limos, ni más de 1.5 % de materias orgánicas. Sus partículas deben tener un tamaño menor a 1/4" y su gradación debe satisfacer los requisitos propuestos en la norma ASTM-C-33-99a.

El agregado grueso está constituido por rocas graníticas, dioríticas y sieníticas. Puede usarse piedra partida o grava zarandeada de los lechos de los ríos o vaciamientos naturales. Al igual que el agregado fino, no debe contener más de un 5 % de arcillas y finos, ni más de 1.5 % de materias orgánicas, carbón, etc. Es conveniente que su tamaño máximo sea menor que 1/5 de la distancia entre las paredes del encofrado, 3/4 de la distancia libre entre armaduras y 1/3 del espesor de las losas (ACI-318 3.3.2). El agua empleada en la mezcla debe ser limpia, libre de aceites, ácidos, álcalis, sales y materias orgánicas.

En general, el agua potable es adecuada para el concreto. Su función principal es hidratar el cemento, pero también se le usa para mejorar la trabajabilidad de la mezcla. Podrá emplearse agua no potable en la elaboración del concreto, siempre que se demuestre su idoneidad. Para ello se fabricarán cubos de mortero elaborados con ella y se ensayarán según la norma ASTM-C-109/109M-99.

Si las resistencias obtenidas a los 7 y 28 días son por lo menos el 90 % de las esperadas en morteros similares elaborados a base de agua potable, el líquido es aceptable (ACI-318-08 en la sección 3.4.3). Es conveniente verificar, adicionalmente, que no contenga agentes que puedan reaccionar negativamente con el refuerzo.

## **1.2. Dosificación del concreto**

Se denomina dosificación a la proporción de volumen de los componentes del concreto; estos se dosifican de manera que el concreto resultante tenga una resistencia adecuada, una manejabilidad apropiada para su vaciado y un bajo costo, sin dejar de lado la calidad de este. Mientras mejores sean las proporciones de los agregados, es decir, mientras menor sea el volumen de vacíos, menor será la pasta de cemento necesaria para llenar estos vacíos. La dosificación de los materiales para el concreto debe establecerse según el método, Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete (ACI 211.1-91) para lograr:

- Trabajabilidad y consistencia que permitan colocar fácilmente el concreto dentro del encofrado y alrededor del refuerzo bajo las condiciones de colocación que vayan a emplearse, sin segregación ni exudación excesiva.



- Resistencia a exposiciones ambientales.
- Cumpla con los requisitos del ensayo de resistencia.

### **1.3. Procedimiento**

La estimación del peso de la mezcla implica una secuencia de pasos lógicos y directos, que de hecho, ajustan las características de los materiales disponibles a una mezcla adecuada para el trabajo.

Las especificaciones de la obra pueden exigir todas o algunas de las siguientes recomendaciones: relación máxima agua/cemento, contenido mínimo de cemento, contenido de aire, revenimiento, tamaño máximo del agregado, resistencia, otros requisitos relacionados con aspectos como sobre diseño de resistencia, aditivos y tipos especiales de cemento, otros materiales cementantes y agregados.

#### **1.3.1. Especificaciones y dosificación**

Independientemente de que las características del concreto estén precisas en las especificaciones, o de que se deje la dosificación a criterio de la persona que la va hacer, la determinación de los pesos de las mezclas por metro cúbico de concreto se lleva a cabo más satisfactoriamente de acuerdo con lo siguiente.

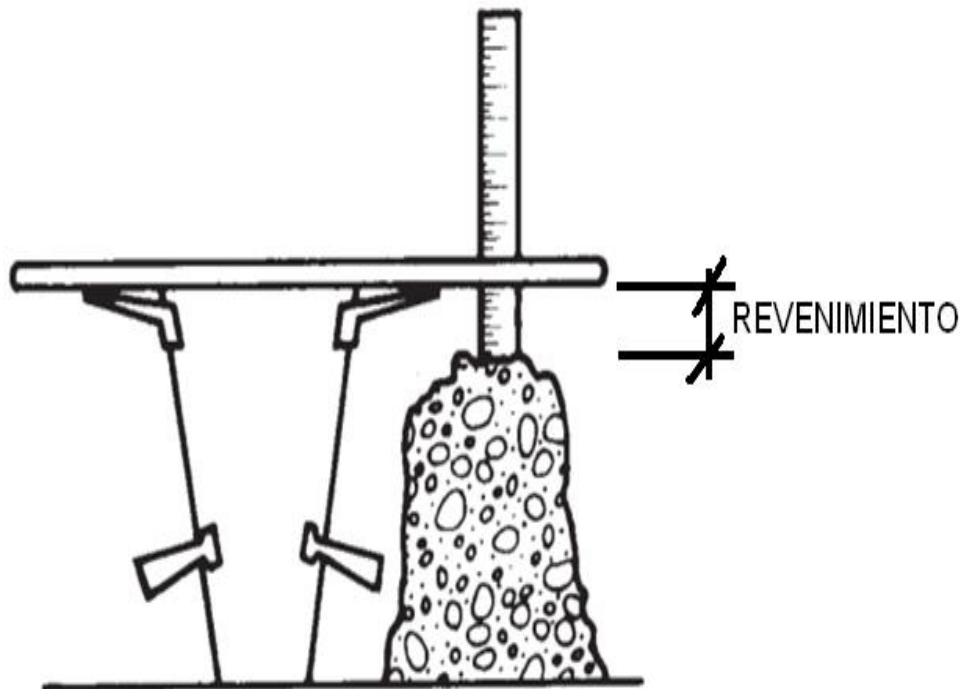
El método del ACI 211.1-91 se basa en tablas mediante las cuales se determinan las condiciones de partida para la dosificación.

### 1.3.2. Primer paso: la elección del valor de revenimiento

La fluidez que se desea otorgar al concreto queda definida en este método con base en el revenimiento de cono; cuando no se especifica el revenimiento, se puede seleccionar un valor apropiado para la obra, el que se puede establecer usando como referencia la tabla I.

Esta tabla define un rango aceptable de asentamientos para diversos tipos de elementos estructurales. Debe señalarse que la gama de elementos estructurales considerados es restringida y delimitada, pero deberá gobernar el criterio del ingeniero a cargo.

Figura 1. Prueba de revenimiento



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2006.

Tabla I. **Revenimientos recomendados para diversos tipos de construcción**

<b>Revenimientos recomendados para diversos tipo de construcción</b>		
<b>Tipos de construcción</b>	<b>Revenimiento en cm</b>	
	<b>Máximo*</b>	<b>mínimo</b>
Muros de cimentación y zapatas	7.5	2.5
Zapatas, cajones de cimentación y muros de subestructura sencillos	7.5	2.5
Viga y muros reforzados	10	2.5
Columnas para edificios	10	2.5
Pavimentos y losas	7.5	2.5
Concreto masivo	7.5	2.5

Fuente: ACI 211.1-91. Sección 6.3.1. p. 7.

### **1.3.3. Segundo paso: elección del tamaño máximo nominal del agregado**

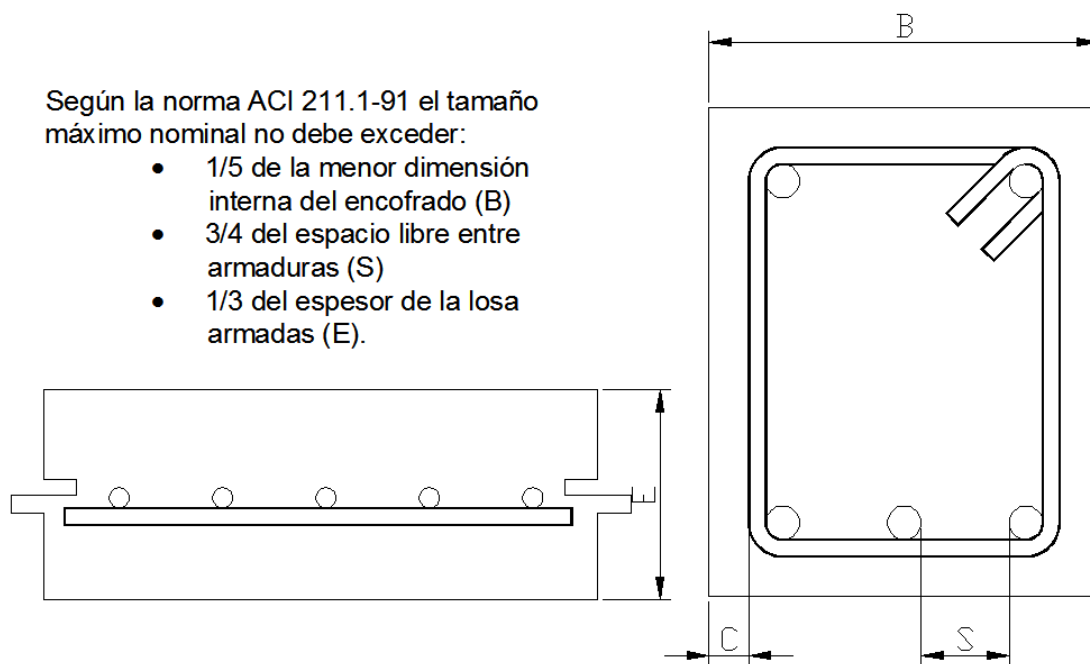
La determinación del tamaño máximo aceptable del agregado más grueso de la dosificación del concreto, se efectúa con un rango de tamaños máximos aplicables a diversos elementos estructurales en función de la dimensión mínima de la sección.

Por lo general el tamaño máximo de agregado debe ser mayor, disponible económicamente y compatible con las dimensiones de la estructura. En ningún caso el tamaño máximo nominal debe exceder  $1/5$  de la menor dimensión entre los lados de encofrado,  $1/3$  del espesor de la losas,  $3/4$  del espaciamiento libre mínimo entre barrillas individuales de refuerzo, paquetes de barrillas, o torones de pretensado, según lo establecido en la sección 6.3.2 del ACI 211.1-91.

A veces estas limitaciones se pasan por alto si la trabajabilidad y los métodos de compactación permiten que el concreto sea colocado sin cavidades o huecos. En áreas congestionadas con acero de refuerzo, ductos de postensado o tuberías de conducción eléctrica, el dosificador debe elegir un tamaño máximo nominal del agregado, que permita colocar al concreto sin segregación excesiva, ni formación de cavidades o huecos.

Cuando se desea un concreto de alta resistencia, se pueden obtener mejores resultados con agregados de tamaño máximo reducido, ya que estos producen resistencias superiores con una relación agua/cemento determinada.

Figura 2. **Tamaños máximos nominales de agregado grueso**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2006.

#### **1.3.4. Tercer paso: cálculo de mezclado de agua y contenido de aire**

En la tabla II se establecen valores estimados de la cantidad de agua expresada en  $\text{kg}/\text{m}^3$  de concreto colocado y compactado, que dependen de determinado revenimiento y del tamaño máximo nominal determinados; asimismo, de la temperatura del concreto, así como de la cantidad de aire incluido y el uso de aditivos químicos.

Según sea la textura y forma del agregado, los requerimientos de agua de mezclado pueden estar ligeramente por encima o por debajo de los valores tabulados, pero son lo suficientemente aproximados para un primer cálculo.

Estas diferencias en el requerimiento de agua no se reflejan necesariamente en la resistencia, ya que pueden estar implicados otros factores de compensación.

La forma de la partícula no es necesariamente un indicador de que el agregado puede estar indistintamente por encima o debajo del promedio en cuanto a su capacidad para obtener resistencia.

Tabla II. Requisitos aproximados de agua de mezclado y contenido de aire para diferentes revenimientos y tamaños máximos nominales de agregado

Revenimiento	Agua, kg/m <sup>3</sup> para el concreto de agregado de tamaño nominal máximo (mm) indicado									
	9.50*	12.50*	19*	25*	38*	50*	75**	150***		
Concreto sin aire incluido										
2.50 a 5.00	207	199	190	179	166	154	130	113		
7.50 a 10.0	228	216	205	193	181	169	145	124		
15.0 a 17.5	243	228	216	202	190	178	160	-		
Cantidad aproximada de 3 aire en concreto sin aire incluido, por ciento	2.5	2	1.5	1	0.5	0.3	0.2			
Concreto con aire incluido										
2.50 a 5.00	181	175	168	160	150	142	122	107		
7.50 a 10.0	202	193	184	175	165	157	133	119		
15.0 a 17.5	216	205	197	174	174	166	154	-		
Promedio +++recomendado de contenido de aire total, por ciento, según el nivel de exposición										
Exposición ligera	4.5	4	3.5	3	2.5	2	1.5***	1.0***		
Exposición moderada	6	5.5	5	4.5	4.5	4	3.5***	3.0***		
Exposición severa	7.5	7	6	6	5.5	5	4.5***	4.0***		

Fuente: ACI 211.1-91, sección 6.3.3. p. 8.

### **1.3.5. Cuarto paso: selección de la relación agua/cemento o agua/material cementante**

Las tablas siguientes definen la razón agua/cemento, no solo por los requisitos de resistencia, sino también por otros factores como durabilidad; estos valores no son aplicables a los cementos adicionados, pero existen formas que se emplean normalmente para determinar una relación  $A/(C+p)$ , mezcla con cemento adicionado con puzolana, que se pueda considerar equivalente a la relación  $A/C$  de una mezcla que contiene solamente cemento portland; en la actualidad el cemento adicionado con puzolana es el más utilizado en el mercado guatemalteco.

La tabla IV determina la razón agua/cemento máxima, en función de las condiciones ambientales a que estará expuesto el concreto durante su vida útil; para condiciones de exposición severas la relación agua/cemento se debe mantener baja, aun cuando los requerimientos de resistencia puedan cumplirse con valores mayores.

Puesto que diferentes agregados a los cementos producen generalmente resistencias diferentes, empleando la misma relación agua/cemento para los materiales que de hecho se van a emplear, en ausencia de estos datos, se pueden tomar de la tabla III valores aproximados y relativamente conservadores para concretos que contengan cemento portland tipo I.

Los valores de razón agua/cemento son conservadores, los cuales deben producir las resistencias indicadas, con base en pruebas a los 28 días de muestras curadas en condiciones normales de laboratorio, e incluyen cualquier agua absorbida por los agregados.

Por lo tanto, con la mayoría de los materiales, estas razones agua/cemento proveerán resistencias promedio iguales o superiores a la especificada, con un margen suficiente para mantener dentro de los límites especificados para las pruebas de valores bajos.

**Tabla III. Correspondencia entre relación agua/cemento o agua/material cementante y la resistencia a la compresión del concreto**

Resistencia a la compresión a los 28 días kg/cm <sup>2</sup> *	Relación agua/cemento por peso	
	Concreto sin aire incluido	Concreto con aire incluido
420	0.41	-
350	0.48	0.4
280	0.57	0.48
210	0.68	0.59
140	0.82	0.74

Fuente: tabla extraída de ACI 211.1-91, sección 6.3.4. p. 9.

**Tabla IV. Relación agua/cemento o agua/material cementantes máximas permisibles para concreto sujeto a exposiciones severas**

Tipo de estructura	Estructura continuamente húmeda o frecuentemente <sup>+</sup>	Estructura expuesta a agua de mar o sulfatos
Secciones delgadas (baldas, bordillos, cornisas y trabajos ornamentales) y secciones con menos de 5 mm de recubrimiento sobre refuerzo	0.45	0.4 <sup>++</sup>
Todas las estructuras	0.5	0.45 <sup>++</sup>

Fuente: tabla extraída de ACI 211.1-91, sección 6.3.4. p. 10.



### **1.3.6. Quinto paso: cálculo del contenido cemento**

La dosis de cemento se determinan con base en el contenido estimado de agua de mezclado, dividido entre la relación A/C. En el caso de haberse previsto el empleo de un incorporador de aire, la cantidad de aire incorporado debe sumarse a la dosis de agua para el efecto del cálculo de la dosis de cemento.

Si no obstante la especificación incluye un límite mínimo sobre el cemento, además de los requerimientos de resistencia y durabilidad, la mezcla se debe basar en un criterio que conduzca a una cantidad mayor de cemento. El empleo de puzolanas o aditivos químicos afectarán las propiedades del concreto, tanto fresco como endurecido.

### **1.3.7. Sexto paso: estimación del contenido de agregado grueso**

La dosis de cemento se determina con base en el contenido estimado de agua de mezclado, dividido entre la relación A/C. En el caso de haberse previsto el empleo de un incorporador de aire, la cantidad de aire incorporado debe sumarse a la dosis de agua para el efecto del cálculo de la dosis de cemento. El contenido de agregado grueso se determina a partir del tamaño máximo del agregado grueso y del módulo de finura de la agregado fino. Cumplimiento de las limitaciones de tamaño máximo nominal y granulometría básicamente semejantes producen concretos de buena trabajabilidad, cuando se emplea un volumen dado de agregado grueso por volumen unitario de concreto, con base en varillado en seco.

Tabla V. **Volumen de agregado grueso por volumen unitario de concreto**

Tamaño máximo del agregado. mm	Volumen de agregado grueso* varillado en seco, por volumen unitario de concreto para distintos módulos de finura de arena †			
	2.4	2.6	2.8	3
9.5(3/8")	0.5	0.48	0.46	0.44
12.5(1/2")	0.59	0.57	0.55	0.53
19(3/4")	0.66	0.64	0.62	0.6
25(1")	0.71	0.69	0.67	0.65
37.5(1 ½")	0.75	0.73	0.71	0.69
50(2")	0.78	0.76	0.74	0.72
75(3")	0.82	0.8	0.78	0.76
150(6")	0.87	0.85	0.83	0.81

Fuente: tabla extraída de ACI 211.1-91, sección 6.3.6. p. 12.

En la tabla V aparecen valores apropiados para estos volúmenes de agregado. Puede observarse que, para igual trabajabilidad, el volumen de agregado grueso en un volumen unitario de concreto depende únicamente de su tamaño máximo y del módulo de finura del agregado fino. Las diferencias en la cantidad de mortero requerido para trabajabilidad con diferentes agregados, debidas a diferencias en la forma y granulometría de las partículas, quedan compensadas automáticamente por la diferencia en la cantidad de huecos en el varillado en seco.

### 1.3.8. Séptimo paso: estimación del contenido de agregado fino

Al término del sexto paso no se ha determinado la cantidad de agregado fino; pero sí todos los demás componentes del concreto, cuya cantidad se determinará por diferencia. Es posible emplear cualquiera de los dos procedimientos siguientes: el método de peso o el método de volumen absoluto.

Si el peso del concreto por volumen unitario se supone o se puede estimar por experiencia, se puede determinar del hecho que la suma de las dosis en peso de los distintos materiales es igual a la densidad o peso por m<sup>3</sup> del concreto; para esto se utiliza un valor estimado de la tabla VI. 1.2.3.4.2.

Tabla VI. **Primera estimación del peso del concreto fresco**

Tamaño máximo del agregado. mm	Primera estimación del peso del concreto fresco kg/m <sup>3</sup> *	
	Concreto sin aire incluido	Concreto con aire incluido
9.5(3/8")	2280	2200
12.5(1/2")	2310	2230
19(3/4")	2345	2275
25(1")	2380	2290
37.5(1 1/2")	2410	2350
50(2")	2445	2345
75(3")	2490	2405
150(6")	2530	2435

Fuente: tabla extraída del ACI 211.1-91. Sección 6.3.7.1. p. 12.

Un procedimiento más exacto es el del método volumétrico; se determina partiendo del hecho que la suma de los volúmenes absolutos de agua, cemento, aire incorporado (o atrapado), agregado grueso y arena, debe ser igual a un metro cúbico.

Ello permite definir el volumen absoluto de arena, el cual, multiplicado por la densidad real (peso específico) de la arena, conduce al valor de la cantidad de agregado fino.

### **1.3.9. Octavo paso: ajuste por humedad**

Las cantidades de agregado que realmente se deben pesar para el concreto deben considerar la humedad del agregado. Los agregados están generalmente húmedos y sus pesos secos se deben incrementar con el porcentaje de agua tanto absorbida como superficial, que contienen.

El agua de mezclado que se añade a la mezcla propuesta se debe reducir en cantidad igual a la humedad libre contribuida por el agregado, es decir, la humedad total menos la absorción.

### **1.3.10. Noveno paso: ajuste de la mezcla de prueba**

Las proporciones calculadas de la mezcla se deben verificar mediante mezclas de prueba, preparadas y probadas de acuerdo con la ASTM C 192, o por medio de mezclas reales en campo.

Solo se debe usar el agua suficiente para producir el revenimiento requerido, independientemente de la cantidad supuesta al dosificar los componentes de la prueba. Se debe verificar el peso unitario y el revenimiento (ASTM C 138), así como el contenido de aire (ASTM C 138, C 173 o C 231) del concreto.

También se debe lograr la trabajabilidad apropiada, ausencia de segregación, así como las propiedades de acabado. Además, es necesario efectuar ajustes en las proporciones de las mezclas subsecuentes.

#### **1.4. Dosificación basada en la experiencia en obra o en mezclas de prueba**

Para establecer la dosificación de una mezcla de concreto se recomienda utilizar cilindros de prueba preparados en laboratorio, o experiencia recabada en obra, como la base sobre la cual seleccionar la relación agua/material cementante.

El código ACI 318-08 enfatiza en la sección 5.3 sobre el uso de un enfoque estadístico para establecer la resistencia, a fin de asegurar que se logre la resistencia a la compresión especificada.

Si se conoce una desviación estándar aplicable para los ensayos de resistencia del concreto, se puede establecer el nivel de resistencia para el cual se debe dosificar el concreto.

Si no se conoce la desviación estándar, la dosificación se debe seleccionar de manera que se produzca una resistencia suficientemente conservadora, para permitir un elevado grado de variabilidad entre los resultados de los ensayos de resistencia.

El concreto utilizado en los ensayos previos realizados para determinar la desviación estándar se considera similar al especificado, si fue elaborado con los mismos tipos de componentes, bajo condiciones de control de calidad y con métodos de producción no más restrictivos que los especificados para las obras propuestas.

### **1.5. Dosificación cuando no se cuenta con experiencia en obra o mezclas de prueba**

Si no hay información recabada de la experiencia en obra, ni de cilindros de prueba, es decir si los datos requeridos no están disponibles, la dosificación del concreto debe basarse en otras experiencias o información con la aprobación del profesional a cargo; para establecer la dosificación de una mezcla de concreto se recomienda utilizar cilindros de prueba preparados en laboratorio, o experiencia recabada en obra, como la base sobre la cual seleccionar la relación agua/material cementante.

El código ACI 318-08 enfatiza en la sección 5.3 sobre el uso de un enfoque estadístico para establecer la resistencia, a fin de asegurar que se logre la resistencia a la compresión especificada.

El propósito de esta disposición es permitir que el trabajo continúe cuando se produzca una interrupción inesperada del suministro de concreto y no exista tiempo suficiente para realizar ensayos y una evaluación, o en pequeñas estructuras donde no se justifica el costo de las mezclas de prueba.

El concreto dosificado debe ajustarse a los requisitos de durabilidad y a los criterios para ensayos de resistencia a compresión; necesariamente esta opción debe ser muy conservadora, debido a que la combinación de diferentes materiales puede hacer variar considerablemente el nivel de resistencia; este método no se permite para  $f_c'$  mayor a 35 MPa y la resistencia promedio a la compresión requerida debe exceder a  $f_c'$  en 8.5 MPa.

## 1.6. Evaluación y aceptación del concreto

Los juicios para la aceptación de la dosificación por resistencia de las mezclas de concreto se basan en conceptos probabilísticos, cuya intención es garantizar que el concreto desarrolle una resistencia adecuada, para proteger la seguridad pública con la combinación más práctica y económica, sin dejar de lado la calidad.

De acuerdo con las disposiciones del código ACI 318, el concreto debe dosificarse para que proporcione una resistencia a la compresión  $f'_c$  a los 28 días de su elaboración; los requisitos para  $f'_c$  deben basarse en ensayos de cilindros; las muestras para ensayos de resistencia deben tomarse de acuerdo con la norma ASTM C 172; los cilindros para los ensayos de resistencia deben ser fabricados y curados en laboratorio de acuerdo con ASTM C 31, y ensayarse de acuerdo con ASTM C 39.

A menos que se especifique lo contrario,  $f'_c$  debe basarse en ensayos a los 28 días. Si el ensayo no es a los 28 días, la edad de ensayo para obtener  $f'_c$  debe indicarse en los planos o especificaciones de diseño, y satisfacer los criterios de durabilidad.

El concreto debe producirse de manera que se minimice la frecuencia de resultados de resistencia inferiores a  $f'_c$ ; el nivel de resistencia de una clase determinada de concreto se considera satisfactorio si cumple con los dos requisitos siguientes:

- Cada promedio aritmético de tres ensayos de resistencia consecutivos, es igual o superior a  $f'_c$ .

- Ningún resultado individual del ensayo de resistencia (promedio de dos cilindros) es menor que  $f'_c$  por más de 3,5 MPa cuando  $f'_c$  es 35 MPa o menor; o por más de  $0.10 f'_c$  cuando  $f'_c$  es mayor a 35 MPa. Para el concreto diseñado y construido de acuerdo con el reglamento,  $f'_c$  no puede ser inferior a 17.5 MPa.

Cada ensayo de resistencia deberá satisfacer, una resistencia promedio a la compresión,  $f'_{cr}$ , que exceda la resistencia especificada en el proyecto,  $f'_c$  y su frecuencia deberá cumplir con lo siguiente, según el ACI 318-08, en su sección 5.6:

- Las muestras para los ensayos de resistencia de cada clase de concreto vaciado deberán tomarse no menos de una vez por día, ni menos de una vez cada 110 m<sup>3</sup> de concreto vaciado, ni menos de una vez por cada 460 m<sup>2</sup> de superficie de losas, placas o muros.
- Cuando la cantidad total del concreto en una obra dada es tal, que la frecuencia especificada de las pruebas requeridas proporcione menos de cinco muestras para una clase de concreto dada, deberán hacerse ensayos de por lo menos cinco unidades de mezcla producidas, seleccionadas al azar, o de cada unidad de mezcla producida cuando sean menos de cinco.

Cuando la cantidad total de una clase de concreto es menor que 38 m<sup>3</sup>, el número de pruebas de resistencia puede reducirse a juicio del ingeniero inspector, si este considera que existe una evidencia adecuada de que la resistencia es satisfactoria. Lo anterior no aplica cuando se trata de columnas u otros miembros que cumplen una función fundamental en la estabilidad de la estructura.



## **1.7. Preparación del equipo y del lugar de colocación del concreto**

Antes de mezclar y vaciar el concreto se tomarán las siguientes precauciones:

- Todo el equipo de mezclado y transporte del concreto deberá estar limpio;
- Se retirarán los escombros y residuos de los espacios a ser ocupados por el concreto;
- La superficie de los encofrados estará adecuadamente protegida y tratada;
- Las caras de la mampostería que van a estar en contacto con el concreto estarán bien humedecidos;
- El acero de refuerzo deberá estar completamente libre de costras y escamas de oxidación perjudiciales;
- Se eliminará todo excedente de agua del lugar del vaciado, a menos que se vaya a emplear una trompa de vaciado, u otros métodos autorizados por el ingeniero inspector;
- La superficie del concreto endurecido en una junta de construcción debe estar libre de segregaciones o de material defectuoso antes de continuar el vaciado.

## **1.8. Mezclado del concreto**

El mezclado, transporte, colocación y curado del concreto son operaciones que influyen directamente en la calidad del material elaborado. Un control de calidad pobre puede ocasionar que, aun utilizando las proporciones adecuadas de piedra, arena, agua y cemento, no se obtenga el concreto deseado. En esta sección se pretende dar algunos criterios, muy generales, en torno a estos procesos.

Todo el concreto deberá mezclarse hasta que se logre una distribución uniforme de los materiales y la descarga será completa antes de que vuelva a cargarse el equipo mezclador. Para esto debe efectuarse con maquinaria, haciendo uso de mezcladoras, entre ellas la de volteo, la inversa y la de artesa.

Los concretos premezclados son aquellos cuya elaboración se efectúa en plantas especiales y son distribuidos a través de camiones. Son de mejor calidad que los concretos mezclados a pie en obra, pues el control de calidad del mezclado es más riguroso.

El tiempo mínimo de mezclado del concreto es función de la cantidad de mezcla a preparar y del número de revoluciones de la mezcladora. Se mide a partir del instante en que todos los ingredientes están en la máquina.

Una especificación usual es la de un minuto por 0.7 m<sup>3</sup> de concreto, más un cuarto de minuto por cada 0.7 m<sup>3</sup> adicionales. Sin embargo, el código del ACI requiere un tiempo mínimo de mezcla de un minuto y medio (ACI 319-08 en la sección 5.8.3).

El concreto mezclado en obra se debe mezclar de acuerdo con lo siguiente:

- El mezclado debe hacerse en una mezcladora de un tipo aprobado;
- La mezcladora debe hacerse girar a la velocidad recomendada por el fabricante;
- El mezclado debe prolongarse por lo menos durante 90 segundos después de que todos los materiales estén dentro del tambor, a menos que se demuestre que un tiempo menor es satisfactorio mediante ensayos de uniformidad de mezclado, según “Specification for Ready Mixed Concrete” (ASTM C 94);
- El manejo, dosificación y mezclado de los materiales debe cumplir con las disposiciones aplicables de “Specification for Ready Mixed Concrete” (ASTM C 94).
- Debe llevarse un registro detallado para identificar:
  - Número de tandas de mezclado producidas
  - Dosificación del concreto producido
  - Localización aproximada de depósito final en la estructura
  - Hora y fecha del mezclado y de su colocación

### **1.9. Transporte del concreto**

El concreto deberá transportarse de la mezcladora al sitio del vaciado, empleando métodos que eviten la segregación o pérdida de materiales.

El equipo de transporte deberá ser capaz de suministrar el concreto en el sitio de colocación sin segregación, ni interrupciones que ocasionen la pérdida de plasticidad entre vaciados sucesivos, evitando la formación de juntas frías.

Los camiones concreteros permiten trasladar el concreto a lugares alejados de la planta dosificadora, sin embargo, la mezcla no debe permanecer en él más de una hora y media, a menos que se tomen provisiones especiales.

### **1.10. Colocación del concreto**

La colocación debe efectuarse en forma continua mientras el concreto se encuentra en estado plástico; el objetivo principal de este proceso es evitar la segregación para lo que se hace uso de mangueras, o golpeando, etc. En las secciones siguientes se muestran algunos métodos correctos e incorrectos de colocación y transporte del concreto.

No se debe hacer uso de lechada de cemento para garantizar la transmisión de fuerzas cortantes; se suele dejar rugosa la superficie de contacto. En losas y vigas, las juntas se suelen ubicar en el tercio central de la luz donde el momento de flexión es máximo y la fuerza cortante, mínima.

Vigas, losas, paneles y capiteles deben ser vaciados simultáneamente, a menos que se especifique lo contrario y se tomen las provisiones del caso. Estos elementos horizontales no deben colarse hasta que el concreto de las columnas y muros que los soportan haya fraguado. La compactación o vibrado del concreto consiste en eliminar el exceso de aire atrapado en la mezcla, logrando una masa uniforme que se distribuya adecuadamente en el encofrado y alrededor del refuerzo.

Este proceso también es de suma importancia para conseguir un buen concreto. La compactación puede efectuarse manualmente mediante golpes o haciendo uso de vibradores.

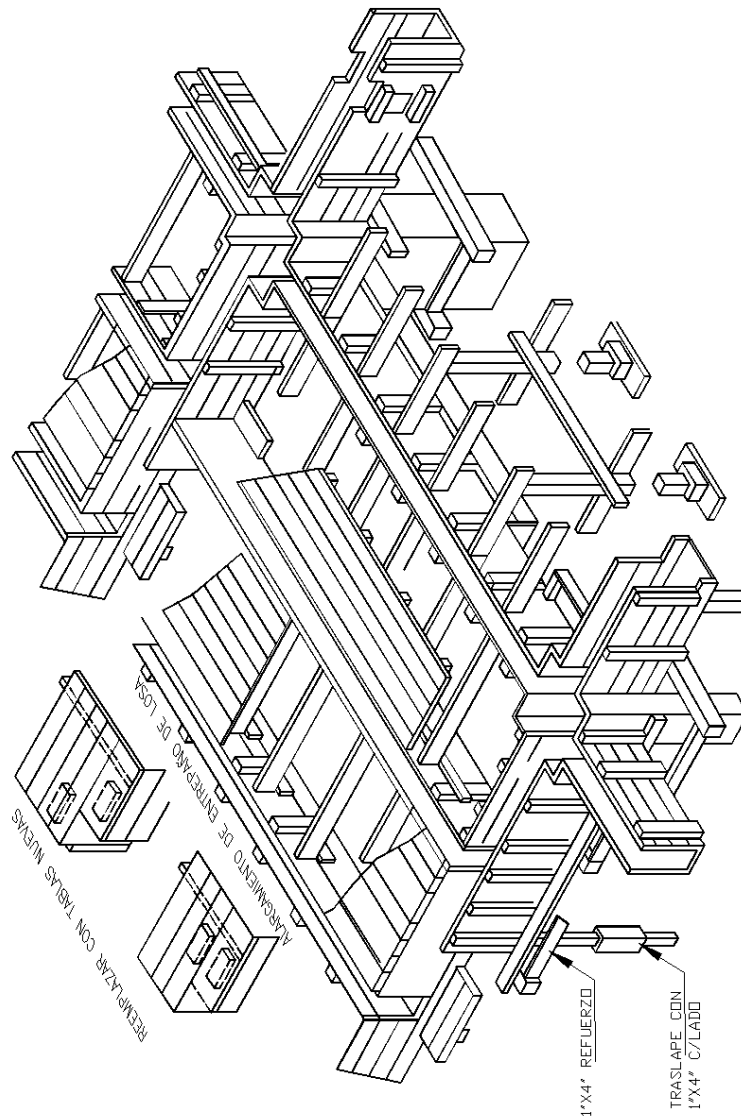
Los vibradores son de varios tipos: interno o de inmersión, externos y de superficie. Los primeros actúan sumergidos en el concreto y son los más efectivos por estar en contacto directo con el concreto fresco, transmitiéndole toda su energía.

Los vibradores externos se fijan a la parte exterior del encofrado que está en contacto con el concreto. No son tan efectivos como los primeros pues parte de su energía es absorbida por el encofrado.

Los vibradores de superficie se usan para compactar losas, pisos y pavimentos, pues dejan de ser efectivos para profundidades mayores a 30 cm. Pueden ser planchas o reglas vibratoras.

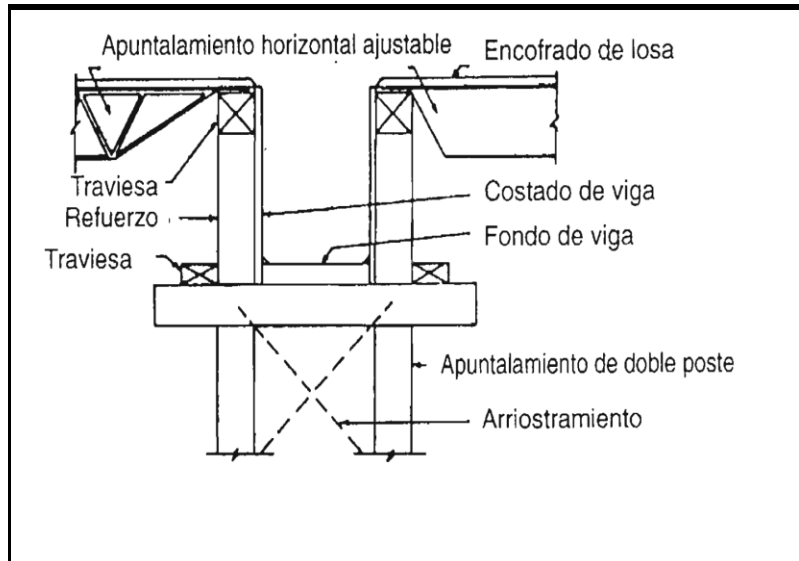
Las últimas se apoyan en los encofrados laterales y cuentan con vibradores, generalmente cada 60 o 90 cm.

Figura 3. Encofrado de la losa

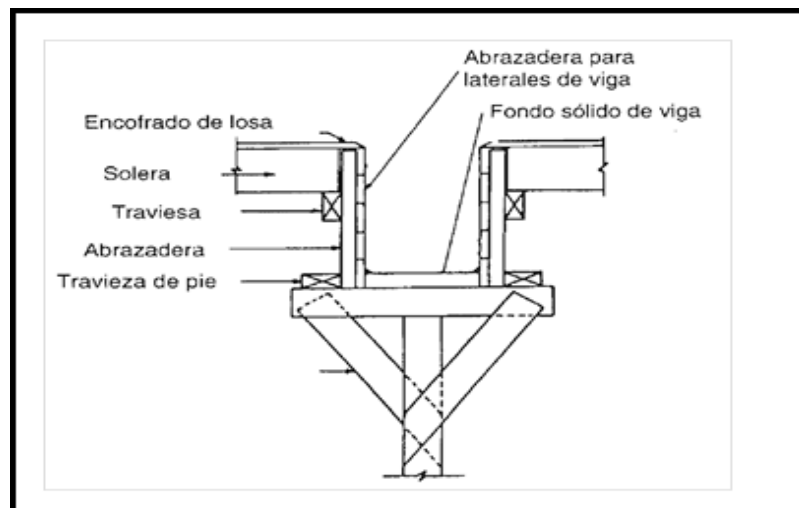


Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2006.

Figura 4. **Encofrado de viga**



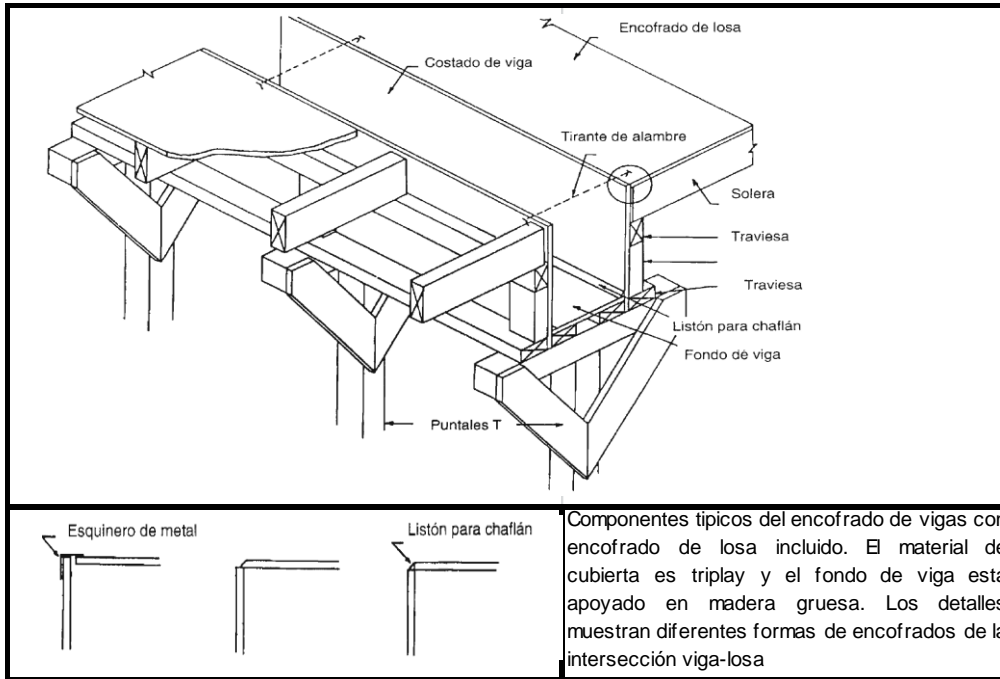
Traviesas gruesas y refuerzos sostenidos directamente en parte superior del apuntalamiento de doble poste soportan la carga de la losa relativamente más pesada transferida por los elementos de apuntalamiento horizontal de luz amplia



Detalles de encofrado de vigas cuando las los abrazaderas sirven como costado de vigas y el fondo de viga es una pieza sólida

Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2006.

Figura 5. **Isométrico encofrado de viga**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2006.

### 1.11. **Protección y curado**

El curado es el proceso por el cual se busca mantener saturado el concreto hasta que los espacios de cemento fresco, originalmente llenos de agua, sean reemplazados por los productos de la hidratación del cemento. El curado pretende controlar el movimiento de temperatura y humedad hacia dentro y hacia fuera del concreto. Busca también evitar la contracción de fragua hasta que el concreto alcance una resistencia mínima que le permita soportar los esfuerzos inducidos por esta. La falta de curado del concreto reduce drásticamente su resistencia. Es decir que a mayor tiempo de curado, la resistencia alcanzada por el concreto es mayor.



Como se puede apreciar, esta etapa del proceso constructivo es decisiva para la obtención de un buen concreto.

### **1.12. Encofrados, tuberías embebidas y justas de construcción**

Todas las estructuras de carácter temporario, como apuntalamientos, encofrados, andamios y otras similares que sean requeridas por razones de orden constructivo, cumplirán las siguientes condiciones generales, según reglamento CIRSOC 201.

#### **1.12.1. Disposiciones generales para el diseño de encofrados**

- Se emplearán materiales con características adecuadas, que permitan cumplir las funciones que les corresponden, con un grado de seguridad totalmente satisfactorio.
- Las secciones y dimensiones se calcularán con la combinación de esfuerzos de cualquier naturaleza, que al actuar y superponerse produzcan las tensiones más desfavorables.
- Se ejecutarán cuidadosamente y de manera tal que hasta el momento de su remoción o sustitución por las estructuras permanentes, proporcionen el mismo grado de seguridad que estas.

#### **1.12.2. Proyecto y construcción**

El proyecto, cálculo y construcción de los apuntalamientos, encofrados, andamios y otras estructuras temporarias, serán realizados bajo la total responsabilidad del constructor.

Las estructuras que sean de dimensiones tales que sobre ellas no se tenga suficiente experiencia, serán proyectadas por un profesional especializado a juicio del director de obra.

Los cálculos y planos correspondientes formarán parte de los documentos de obra, y se mantendrán a la vista, conjuntamente con el resto de la documentación técnica. El proyecto y construcción se ejecutarán teniendo en cuenta las siguientes reglas y conocimientos correspondientes a la carpintería de armar:

- En el caso de las estructuras de concreto de más de 7.00 m de luz por tramo, con suficiente anticipación a la fecha de ejecución de la estructura, el constructor someterá a consideración del director de obra, los planos y memorias de cálculo de las estructuras temporarias que corresponda ejecutar.
- Las tareas de concretizado no se iniciarán si previamente el director de obra no ha aprobado los mencionados planos y memorias de cálculo. La aprobación no exime al constructor de la total responsabilidad que le incumbe. Los planos aprobados formarán parte de la documentación del proyecto.

### **1.12.3. Encofrados**

- Tendrán las formas, dimensiones, niveles y alineamientos necesarios para moldear las estructuras, de modo tal que ellas resulten de las dimensiones y formas indicadas en los planos y cumplan las tolerancias dimensionales y de posición, establecidas en los documentos de obra. Su construcción será cuidadosa y esmerada.

- Serán resistentes, rígidos y suficientemente indeformables como para que las estructuras resulten de las formas y dimensiones establecidas en los planos, y también para evitar pérdidas de mortero durante las operaciones de moldeo de aquellas.
- Se construirán con maderas, chapas metálicas u otros materiales igualmente satisfactorios. Dichos materiales, al ponerse en contacto con el concreto fresco, no ablandarán, decolorarán, mancharán ni perjudicarán en forma alguna la superficie de aquél ni la de las estructuras.
- Si en el pliego de especificaciones técnicas complementarias no se establece lo contrario, en todos los ángulos y rincones de los encofrados se colocarán molduras o filetes triangulares de madera, cepillados. Para los casos corrientes, los triángulos serán rectángulos y sus catetos medirán 2.50 cm.
- Al proyectar y construir los encofrados se dispondrán las contraflechas necesarias, a los efectos de compensar posibles hundimientos y deformaciones de los mismos, ocasionados por las cargas actuantes sobre ellos y por el descenso de la estructura de concreto después de desencofrada. La forma y perfil de la estructura, una vez terminada y expuesta a las condiciones de servicio, serán los que se indican en los planos.

- Para facilitar la inspección y limpieza de los encofrados, y también para facilitar y vigilar la colocación y compactación del concreto, especialmente en el caso de los encofrados profundos, en el pie de columnas, pilares y muros, a distintas alturas y a distintas horizontales máximas de 2.50 m entre sí, se dejarán aberturas provisionales de formas y dimensiones adecuadas.
- En igual forma se procederá con el fondo y costados de las vigas, empotramientos de voladizos, y en otros lugares de los encofrados de fondos inaccesibles y de difícil inspección y limpieza.
- Cuando se compruebe, antes o durante la colocación del concreto, que los encofrados adolecen de defectos evidentes o no cumplan con las condiciones establecidas, se interrumpirán las operaciones de colocación del concreto. Las mismas no serán reiniciadas hasta tanto no se hayan corregido las deficiencias observadas.
- Los encofrados de madera no protegidos contra la acción de la intemperie, no deben quedar expuestos al viento y al sol durante un tiempo prolongado. Antes de proceder al moldeo de las estructuras, y con suficiente anticipación, dichos encofrados serán convenientemente humedecidos.
- Los moldes para construir elementos estructurales premoldeados, se ejecutarán con cuidados especiales y con la mayor precisión posible. Tendrán la resistencia y rigidez adecuadas como para resistir, sin deformaciones, los esfuerzos y movimientos provocados durante la colocación del concreto y su compactación por vibración, realizada mediante mesas vibratorias, o vibradores de inmersión o de encofrados.

#### 1.12.4. Tuberías empotradas en estructuras de concreto armado

Las tuberías destinadas a la conducción de fluidos solo podrán quedar incluidas en las estructuras de concreto, si se cumplen las siguientes condiciones mínimas:

- Las tuberías y sus accesorios se construirán con materiales adecuados, capaces de resistir sin deterioros el contacto con el fluido que conduce y con el concreto de cemento *portland*. Tendrán diámetros, espesores de paredes y demás características adecuadas al uso a que se destinen y serán capaces de resistir sin inconvenientes las temperaturas y presiones de los fluidos que conducen.
- No se emplearán tuberías de aluminio ni de aleaciones que lo contengan, salvo el caso que las mismas se encuentren efectivamente cubiertas o protegidas en forma tal que se evite la reacción que se produce entre el aluminio y los compuestos del cemento *portland*, y la acción electrolítica entre el aluminio y el acero.
- La temperatura máxima del fluido a conducir no excederá de 70°C. Además, las tuberías y sus accesorios no estarán sometidos a presiones que excedan de 1,4 MN/m<sup>2</sup> (14 kgf/cm<sup>2</sup>), respecto de la presión atmosférica.

### **1.12.5. Tuberías de acero destinadas a la conducción de fluidos**

En el caso particular de las tuberías de acero destinadas a la conducción de fluidos, además de las disposiciones generales establecidas deberán cumplir con las siguientes disposiciones particulares:

- En el momento de la colocación del concreto, las tuberías estarán limpias y libres de óxidos, aceites, grasas y otras sustancias extrañas.
- Para la elaboración del concreto no se emplearán agregados provenientes de playas marítimas, ni los que hayan estado en contacto con aguas saladas o que contengan restos de cloruros o de otras sustancias que puedan provocar o favorecer la corrosión de las tuberías, excepto el caso en que los agregados hayan sido sometidos a un lavado adecuado, hasta eliminar todo resto de sales en exceso.
- El concreto no contendrá cloruro de calcio, fluoruros ni nitratos, ni aditivos que los contengan.
- En ningún caso el contenido unitario de cemento del concreto será menor de  $300 \text{ kg/m}^3$  de concreto compactado. Además, el concreto se compactará hasta obtener su máxima densidad.
- Como aguas de mezclado se emplearán únicamente las que cumplan con las condiciones establecidas. En ningún caso se empleará agua de mar ni otras que contengan sales en exceso, de los límites establecidos en la mencionada especificación. Tampoco se emplearán aguas de origen dudoso o de composición química desconocida.

- Previo al concretizado, para sostener a las tuberías en sus posiciones definitivas, se emplearán elementos macizos de acero, mortero compacto endurecido, o de otras sustancias no porosas. No se emplearán elementos constituidos por materiales cerámicos ni madera.
- Entre la superficie externa de las tuberías y el concreto en que queden incluidas, no se interpondrá material alguno. Se asegurará el contacto directo entre la tubería y el concreto.
- Cuando el concreto que envuelve a la tubería deba ponerse en contacto con materiales aislantes o porosos, se exigirá que estos materiales no contengan productos capaces de provocar la corrosión de la tubería, bajo la acción combinada de la humedad, inherente a toda estructura de mampostería p concreto y de las corrientes eléctricas vagabundas. En particular se prohíbe con el fin indicado, el empleo de todo producto o material que contenga electrolitos, como cloruros y sulfatos, por ejemplo.
- Durante la ejecución de los trabajos, se prohíbe el manipuleo y almacenamiento de materiales o productos agresivos para las tuberías o para el concreto, en las proximidades de los mismos, y el contacto directo con cualquiera de ambos.
- Durante la etapa constructiva de las estructuras se dispondrá que las instalaciones sanitarias provisionales estén suficientemente alejadas de las estructuras, a fin de impedir todo contacto entre el concreto que envuelve a las tuberías y los líquidos y desagües sanitarios. Se prohibirá a todo el personal de obra, el empleo de las estructuras o partes de ellas como instalaciones sanitarias, de cualquier naturaleza que ellas sean.





## **2. DISEÑO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO**

### **2.1. Requisitos de separaciones y recubrimientos libres del acero de refuerzo en vigas**

Se presentan a continuación requisitos mínimos de diseño para el cumplimiento de normas mínimas, con el fin de asegurar el buen funcionamiento de la estructura.

#### **2.1.1. Recubrimiento**

El refuerzo debe de tener recubrimiento adecuado cuyo fin es el de proteger al acero de dos agentes: la corrosión y el fuego. La magnitud del recubrimiento debe fijarse según la importancia de estos agentes agresivos. Por lo tanto, debe proveerse de un recubrimiento suficiente para tales fines, aunque un recubrimiento demasiado grande, provocará grietas excesivas.

El agrietamiento se debe a las deformaciones causadas por los cambios volumétricos y los esfuerzos ocasionados por tensión, por momentos flexionantes o hasta cortantes.

El recubrimiento se mide desde la superficie del concreto hasta la superficie exterior del acero, a la cual, se aplica el recubrimiento en la zona de trabajo (tensión y compresión). El reglamento del A.C.I. 318-08, en la sección 7.7.1, recomienda un recubrimiento mínimo de 40 mm para vigas.

### **2.1.2. Límites para el espaciamiento del refuerzo en vigas**

En cuanto a la separación de las varillas en vigas, el reglamento del A.C.I. 318-08, en la sección 7.6, recomienda lo siguiente:

- La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser menor que el diámetro nominal de una barra, alambre o torón de preesforzado ( $d_b$ ), pero no menor a 25 mm.
- Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas, las varillas de las capas superiores deben colocarse exactamente arriba de las que están en las capas inferiores, con una distancia libre entre ambas, no menor de 25 mm.
- La limitación de distancia libre entre barras también se debe aplicar a la distancia libre entre un empalme por traslapo y los empalmes o barras adyacentes.
- En muros y losas, exceptuando las losas nervadas, la separación del refuerzo principal por flexión no debe ser mayor de 3 veces el espesor del muro o de la losa, ni de 450 mm.

### **2.1.3. Deflexiones en vigas**

En el cálculo de deflexiones hay que tomar en cuenta dos consideraciones, por un lado, es necesario calcular las deflexiones de miembros estructurales bajo cargas y condiciones ambientales conocidas. Por otro lado, deben establecerse criterios sobre límites aceptables de deflexiones.

El problema de calcular las deflexiones de miembros de estructuras reales es aún más difícil que el de estimar las deflexiones de vigas ensayadas en laboratorios. Los siguientes son algunos de los factores que lo complican. El comportamiento del concreto es función del tiempo y, por consiguiente, en cualquier enfoque riguroso debe de tenerse en cuenta la historia de carga del miembro investigado.

En la práctica esto no es posible, generalmente, ya que las condiciones de carga son muy variables, tanto en magnitud como en el tiempo de aplicación. También son difíciles de predecir las variaciones de humedad y temperatura con el tiempo, las cuales tienen influencia sobre las deflexiones a largo plazo.

El segundo aspecto, o sea la limitación de deflexiones, es importante desde dos puntos de vista: en primer lugar, las deflexiones excesivas de un miembro pueden producir daños en otros miembros estructurales, o más frecuentemente en elementos no estructurales como muros divisorios, o acarrear problemas como acumulación de agua en las azoteas.

Los valores de las deflexiones permisibles dependen desde este punto de vista de varios factores, tales como el tipo de elementos no estructurales, tipo de conexión entre el miembro estructural y otros elementos estructurales o no, y del método de construcción utilizado.

En segundo lugar, a veces es significativa la respuesta humana ante las deflexiones de los miembros. Las deflexiones excesivas no son toleradas por los usuarios de la estructura, ya que producen una sensación de inseguridad, por razones de orden estético.

#### **2.1.4. Deflexiones permisibles**

Se ha mencionado anteriormente que las deflexiones de elementos estructurales deben limitarse por dos razones: por la posibilidad de que provoquen daños en otros elementos de la estructura y por los motivos de orden estético.

El valor de las deflexiones permisibles para evitar daños en otros elementos, depende principalmente del tipo de elementos y de construcción empleados, también debe de considerarse el procedimiento de construcción.

Desde el punto de vista estético, el valor de las deflexiones permisibles depende principalmente del tipo de estructura y de la existencia de líneas de referencia que permitan apreciar las deflexiones. Es obvio que las deflexiones permisibles en una residencia deben ser menores que en una bodega.

Cuando existe una línea horizontal de referencia, las deflexiones permisibles deben fijarse como un valor absoluto, mientras que si no existe dicha referencia, es más conveniente fijar las deflexiones permisibles como una fracción del claro de la viga.

La posibilidad de dar contraflechas es otro factor que debe tomarse en cuenta al establecer las deflexiones permisibles. El valor de la contraflecha puede restarse de la deflexión calculada y la diferencia, compararse con la deflexión permisible. Sin embargo, no deben darse contraflechas excesivamente grandes.

### 2.1.5. Control de deflexiones

El reglamento A.C.I. 318-08, en la sección 9.5, permite prescindir del cálculo de deflexiones de vigas y de losas que trabajan en una dirección, siempre que se satisfagan los peraltes y que no se perjudique a elementos no estructurales.

La tabla siguiente presenta peraltes totales mínimos de vigas y losas que trabajan en una dirección, cuando no se calculan las deflexiones y cuando las deformaciones de dichos elementos no perjudican a elementos no estructurales. Algunos criterios para el dimensionamiento de vigas.

Tabla VII. **Peraltes mínimos para vigas y losas que trabajan en una dirección**

Espesor mínimo, h				
Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptible de dañarse debido a deflexiones grandes*				
Elementos	Simplemente apoyadas	Un extremo continuo	Ambos extremos continuos	Voladizo
Losas macizas en una dirección	L/20	L/24	L/28	L/10
Vigas y losas nervuradas en una dirección	L/16	0 L/18.5	L/21	L/8

Fuente: tabla extraída del ACI 318-08; sección 9.5.2. p. 118.

El ACI 318-08, en la sección 9.5.2.5, establece que a menos que los valores se obtengan mediante un análisis más completo, la deflexión adicional a largo plazo, resultante del flujo plástico y retracción de elementos en flexión (concreto normal o liviano), debe determinarse multiplicando la deflexión inmediata causada por la carga permanente por el factor  $\lambda\Delta$ .

$$\lambda\Delta = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$$

Donde:  $\lambda\Delta$  = Factor de modificación relacionado con la densidad del concreto.  
 $\rho'$  = Valor en la mitad de la luz para tramos simples y continuos y en el punto de apoyo para voladizos.  
 $\xi$  = Factor que depende del tiempo para cargas sostenidas y puede tomarse igual a los siguientes valores: 5 años o más, 2.0; 12 meses, 1.4; 6 meses, 1.2 y 3 meses, 1.0.

#### **2.1.6. Distancia entre los apoyos laterales de elementos sometidos a flexión**

En la sección 10.4 del A.C.I. 318-08, se propone que las distancias entre apoyos deben basarse en que la separación entre los apoyos laterales de una viga no debe exceder de 50 veces el menor ancho  $b$  del ala o cara de compresión.

Deben tomarse en cuenta los efectos de la excentricidad lateral de la carga al determinar la separación entre los apoyos laterales.

## **2.2. Criterios para el dimensionamiento de vigas**

A continuación se describen los diversos criterios para el dimensionamiento de vigas.

### **2.2.1. Vigas rectangulares simplemente armadas**

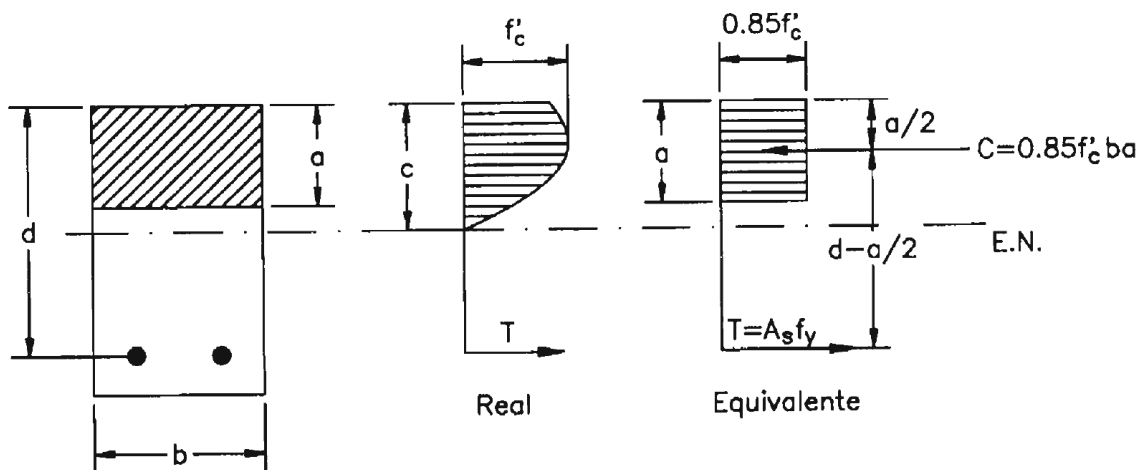
Es rectangular simplemente armada, cuando solo tiene refuerzo para tomar la componente de tensión del par interno. En general, en una viga, la falla puede ocurrir de las siguientes formas:

- Falla por tensión: el acero fluye y el elemento exhibe una falla dúctil. Se aprecian grandes deflexiones y rajaduras antes del colapso, lo cual alerta a los usuarios acerca del peligro inminente. Estas secciones son llamadas también subreforzadas.
- Falla por compresión: el acero no tiene oportunidad de fluir, y el concreto falla repentinamente. Estas secciones son llamadas sobreforzadas. La resistencia de una sección sobreforzada es mayor que la de otra subreforzada de dimensiones similares. Sin embargo, la primera no tiene comportamiento dúctil y el tipo de colapso no es conveniente. En el diseño se evita este tipo de falla.
- Falla balanceada: se produce cuando el concreto alcanza la deformación unitaria última de 0.003, simultáneamente al inicio de la fluencia del acero (ACI-10.3.2). La falla es frágil y no deseada.

Para evitar las vigas sobrerreforzadas y las balanceadas, el reglamento del ACI 318-08 limita el porcentaje de refuerzo al 75% del valor correspondiente a las secciones balanceadas.

Por otra parte, también las vigas con porcentajes muy pequeños, suelen fallar súbitamente; para evitar ese riesgo el reglamento ACI 318-08, en la sección 21.3.2.1, exige que el porcentaje mínimo no debe exceder 0.025 en miembros sujetos a flexión.

Figura 6. **Esfuerzos y deformaciones en una sección rectangular con falla balanceada**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2006.

$$C=T$$

$$C=0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a$$

$$T = A_s \cdot f_y$$



Donde:  $b$  = Ancho de la sección de concreto

$a$  = Altura del bloque rectangular de esfuerzos de compresión en el concreto

$A_s$  = Área de refuerzo en tensión de la sección

Por lo tanto:

$$0.85 * f'_c * b * a = A_s * f_y$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

Se define  $w$  = Índice de refuerzo

$\rho$  = Cuantía de acero en tensión

$\rho_b$  = Cuantía de acero en tensión

El índice de refuerzo es un parámetro adimensional usado para medir el comportamiento de la sección, ya que involucra las tres variables principales que lo afectan:

$$w = \frac{\rho * f_y}{f'_c} \quad \rho = \frac{A_s * f_y}{bd}$$

De las ecuaciones anteriores se obtiene:

$$a = \frac{\rho d * f_y}{0.85 f'_c} = \frac{wd}{0.85}$$

Finalmente, el momento resistente nominal de la sección estará dado por:

$$M_n = C \cdot d - \frac{a}{2} = T \cdot d - \frac{a}{2}$$

De donde se puede obtener:

$$M_n = 0.85f'_c b a (d - a/2)$$

$$M_n = A_s f_y (d - a/2)$$

$$M_n = b d^2 w f'_c (1 - 0.59w)$$

Del diagrama de deformaciones, aceptando las condiciones de viga balanceada:

$$\varepsilon_c = 0.003 \quad \varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$$

$$\frac{c}{d} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_y} = \frac{0.003}{0.003 + \frac{f_y}{2.039 \times 10^6}} = \frac{6120}{6120 + f_y}$$

Por lo tanto:

$$\rho_{bp} = \frac{0.85 * \beta_1 * f'_c}{f_y} * \frac{6120}{6120 + f_y}$$

Por razones de seguridad, el código del ACI limita la cuantía de acero a:

$$\rho_{max} = \frac{0.75 * 0.85 * \beta_1 * f'_c}{f_y} * \frac{6120}{6120 + f_y}$$

$$A_{smin} = \frac{\bar{f}'_c}{4f_y} * b_w d, \text{ pero no menor a } 1.4b_w d / f_y$$

El requerimiento de una mínima cantidad de refuerzo se aplica a aquellas vigas que, por razones de arquitectura u otras, tienen sección transversal mayor a la requerida por las consideraciones de resistencia.

Con una cantidad muy pequeña de refuerzo en tracción, el momento resistente calculado como sección de concreto reforzado, usando un análisis de sección fisurada, resulta menor que el correspondiente al de una sección de concreto simple, calculada a partir de su módulo de rotura.

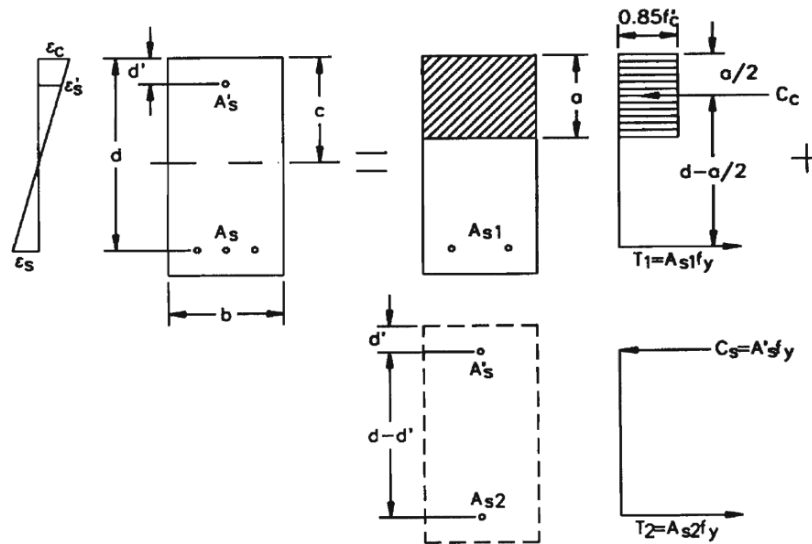
### **2.2.2. Vigas doblemente reforzadas**

Las secciones de las vigas doblemente reforzadas tienen acero de refuerzo tanto en la cara de tensión como en la de compresión, por lo general únicamente donde existe un apoyo en la viga.

Las vigas doblemente reforzadas son necesarias cuando se restrinja el peralte de estas, debido a limitaciones arquitectónicas en el centro del claro o porque la sección en el centro del claro no es suficiente para soportar el momento negativo que se presenta en el apoyo, aun cuando se aumente de manera suficiente el acero de tensión en dicho apoyo.

Así la mayoría de las varillas inferiores en el centro del claro se prolongan y anclan de manera apropiada en los apoyos para que actúen como refuerzo a compresión y reforzar adecuadamente en la cara de tensión (arriba) de la viga, en el apoyo con el área de acero necesaria.

Figura 7. **Superposición de efectos para el análisis de secciones rectangulares con refuerzo en compresión**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2006.

$$a = \frac{A_{s1} f_y}{0.85 f'_c b}$$

$$M_{n1} = A_{s1} d - a/2 \quad A_{s1} = (A_s - A_{s2})$$

Donde  $A_{s2}$  se define como el área de refuerzo que equilibra el refuerzo en compresión de la sección.

Las dos partes de la solución son:

- La del refuerzo simple (como simplemente reforzada) incluyendo el bloque rectangular equivalente como se discutió en el tema anterior, siendo el área de refuerzo de tensión.

- Las dos áreas de acero equivalentes tanto en la cara de tensión como en la de compresión:

$$a = \frac{(A_s - A_{s2})f_y}{0.85 f'_c b}$$

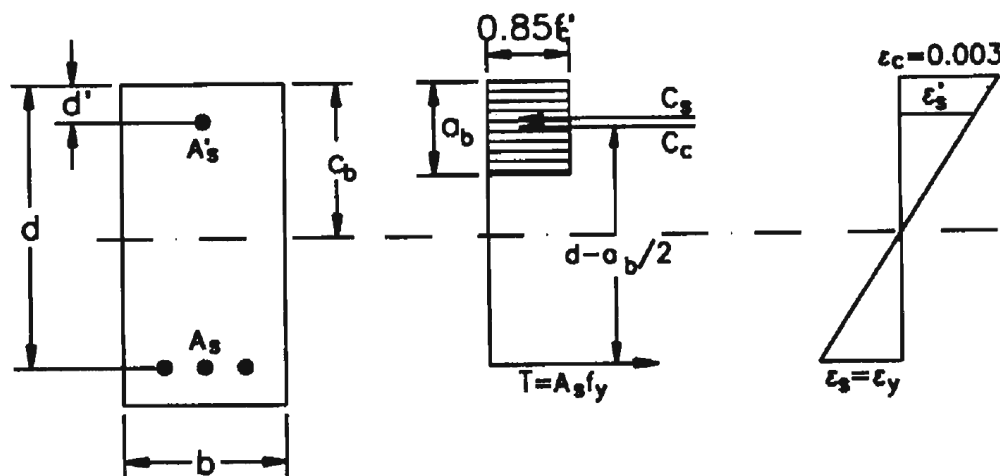
$$M_{n1} = (A_s - A_{s2}) d - a/2 f_y$$

El segundo efecto de la superposición considerada corresponde al acero en compresión y desarrolla un momento resistente igual a:

$$M_{n2} = A_{s2}f_y d - d' = A'_s f_y d - d'$$

Puede verse en la fig. 7 que el momento resistente nominal total (el que es capaz de soportar la sección) es  $M_n = M_{n1} + M_{n2}$ .

Figura 8. **Diagrama de esfuerzos y deformaciones de una sección rectangular balanceada con refuerzo en compresión**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2006.

En la figura 8 se muestran las fuerzas que actúan sobre la sección balanceada y su diagrama de deformaciones. Como se puede apreciar, es igual al mostrado en la sección anterior para la deducción de la cuantía balanceada de una sección rectangular con acero en tensión. El valor de  $c$ , es el mismo en ambos casos, ya que este depende únicamente de consideraciones geométricas. La resultante de la compresión en el concreto es igual a:

$$C_c = 0.85f'_c\beta_1c_b b = \rho_{bp} b d f_y$$

$$T = C_c + C_s$$

$$A_s f_y = \rho_{bp} b d f_y + A'_s f'_s$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{bd}$$

En esta expresión se asume que el acero en compresión ha fluido. Sin embargo, es necesario verificar esta suposición, si  $f'_s$  resulta mayor que el esfuerzo de fluencia, entonces el acero en compresión trabaja a  $f'_s$  y  $A_{s2}$  es igual que  $A'_s$ . En caso contrario, el valor de  $f'_s$  se mantiene y  $A_{s2}$ , es diferente que  $A'_s$ . Donde  $f'_s$ , se define como:

$$f'_s = 6120 \left[ 1 - \frac{d' 6120 + f_y}{d 6120} \right]$$

Y finalmente:

$$\rho_b b d f_y = \rho_{bp} b d f_y + \rho' f'_s b d$$

$$\rho_b = \rho_{bp} + \rho' f'_s / f_y$$

El ACI recomienda una cuantía máxima para secciones con acero en compresión (ACI-10.3.3).

Esta se calcula a partir de la expresión anterior, afectando el primer término del lado derecho de la igualdad por un factor igual a 0.75; es decir que el término reducido corresponde a la porción del refuerzo en tensión que equilibra la compresión en el concreto:

$$\rho \leq \rho_{\max} = 0.75\rho_{bp} + \rho'f_s/f_y$$





### **3. DISEÑO DE LOSAS DE CONCRETO ARMADO**

#### **3.1. Tipos de losas**

Las losas de concreto reforzado son elementos estructurales cuyas dimensiones en planta son relativamente grandes en comparación con su peralte. Las cargas principales que actúan sobre ellas, son cargas normales a su plano, ya que se usan para disponer de superficies útiles horizontales, como los pisos de edificios o las cubiertas de puentes.

En ocasiones, además de las cargas normales actúan cargas contenidas en su plano, como es el caso de losas inclinadas, en las que la carga vertical tiene una componente paralela a la losa, o cuando la losa actúa como un diafragma horizontal que une marcos verticales de distinta rigidez o sujetos a fuerzas horizontales diferentes.

##### **3.1.1. Losas unidireccionales**

Las losas en una dirección son aquellas que están apoyadas sobre vigas o muros paralelos en dos de sus lados, quedando libres en los otros dos. Se llaman losas en una dirección porque trabajan únicamente en la dirección perpendicular a los apoyos.

Los apoyos pueden ser las vigas principales de un marco, vigas secundarias que se apoyan a su vez en vigas principales o en muros, o muros de mampostería que soportan la losa directamente.

Las losas en una dirección se comportan esencialmente como vigas, se considera que la losa es una viga cuyo ancho es la longitud del apoyo, o también como se hace frecuentemente, se supone que la losa está formada por una serie de vigas paralelas e independientes de un metro de ancho (franjas unitarias), que se flexionan de manera uniforme.

### **3.1.2. Losas en dos direcciones**

Las losas en dos direcciones son aquellos tableros en los cuales la relación entre su lado corto y su lado largo es menor que dos, a diferencia entre losas que trabajan en una dirección y losas apoyadas perimetralmente, se puede apreciar en la forma que adquieren las losas cuando se reflexionan bajo la acción de cargas normales a su plano; las primeras se deforman en curvatura simple mientras que las segundas lo hacen en curvatura doble.

De acuerdo con los materiales y procedimientos con que son construidas las losas, estas se clasifican en:

- Losas macizas: son aquellas que en todo su espesor, generalmente constante, están constituidas por hormigón, con la adecuada cantidad de armadura dispuesta en dos direcciones perpendiculares y que deben tomar los esfuerzos de tracción generados por los momentos flectores, torsiones y el corte.
- Losas nervuradas: son una especie de variante de la losa sólida; están constituidas por nervios de hormigón armado en forma de sección T y separados una distancia entre sí que deben satisfacer ciertos requerimientos para su eficacia en resistencia y rigidez.

- Losas apoyadas perimetralmente: son las que están apoyadas sobre vigas o muros en sus cuatro lados. Una característica estructural importante en los apoyos de estas losas es que su rigidez a flexión es mucho mayor que la rigidez a flexión de la losa. Cuando las losas se apoyan en muros se considera que estos tienen una rigidez a flexión infinita.
- Losas planas: son aquellas que se apoyan directamente sobre las columnas, sin la intermediación de vigas, o por ser de peralte uniforme. A este último caso se les llama placas planas. 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 el nombre de encasetonadas o reticulares.

### **3.2. Losas en una dirección**

Estas losas son las que están apoyadas sobre vigas o muros paralelos en dos de sus lados, quedando libres en los otros dos. Se llaman así porque trabajan únicamente en la dirección perpendicular a los apoyos.

Los apoyos pueden ser las vigas principales de un marco, vigas secundarias que se apoyan a su vez en vigas principales o en muros, o muros de mampostería que soportan la losa directamente.

Cuando una losa está apoyada en sus cuatro lados y la relación entre el lado largo y el lado corto de este tablero es mayor de dos, la losa se puede diseñar como losa en una dirección, aunque esté apoyada en realidad en sus cuatros lados, ya que trabaja en forma similar.

### **3.2.1. Comportamiento**

Las losas en una dirección se comportan esencialmente como vigas; se considera que la losa es una viga cuyo ancho es la longitud del apoyo, o también como se hace frecuentemente; se supone que la losa está formada por una serie de vigas paralelas e independientes de un metro de ancho (franjas unitarias) que se flexionan de manera uniforme.

### **3.2.2. Dimensionamiento**

El diseño de estas losas es similar al de las vigas, con algunas características que se señalan a continuación. Es recomendable iniciar el diseño fijando un valor del peralte que garantice que no ocurran deflexiones excesivas, ya que esto es el factor que rige en el diseño. Para ello, se usa la tabla VII que se vio en el capítulo dos, la cual proporciona espesores de losa con los que no se exceden las deflexiones permisibles.

Una vez determinado el espesor de la losa, se calcula el peralte efectivo restando el recubrimiento del espesor. El reglamento ACI 318-08, en la sección 7.7.1, recomienda un recubrimiento libre de 20 mm para losas no expuestas a la acción del clima (intemperie), ni en contacto con el suelo y que tengan varillas barras No. 36 o menores; para losas con varillas del No. 43 a No. 57 se recomienda un recubrimiento de 40 mm.

El cálculo de los momentos flexionantes y de las fuerzas cortantes puede realizarse enseguida, considerando que la losa es una viga continua de un metro de ancho con carga uniformemente distribuida.

Se pueden utilizar los coeficientes de momentos, los cuales se muestran en la tabla XI siempre y cuando se cumplan las siguientes condiciones o requisitos:

- La losa tiene por lo menos dos claros continuos
- Los claros son aproximadamente iguales, de tal manera que el mayor de dos claros adyacentes no exceda en más del 20%
- Las cargas están uniformemente distribuidas
- La carga viva no es mayor que tres veces la carga muerta
- La losa es de sección transversal constante
- Para el cálculo de los momentos negativos,  $L_n$  se toma como el promedio de las luces libres de los vanos adyacentes.

Tabla VIII. **Coeficientes de momentos flexionantes y fuerzas cortantes**

Momento positivo	
Claros extremos	
El extremo discontinuo no esta empotrado	$W_u \cdot L_n^2 / 11$
El extremo discontinuo es monolítico con el apoyo	$W_u \cdot L_n^2 / 14$
Claros interiores	$W_u \cdot L_n^2 / 16$
Momento negativo en la cara exterior del primer apoyo interior	
Dos claros	$W_u \cdot L_n^2 / 9$
Más de dos claros	$W_u \cdot L_n^2 / 10$
Momento negativo en las demás caras de apoyos para losas con claros que no excedan 3 m	$W_u \cdot L_n^2 / 12$
Momentos negativo en las demás caras de los apoyos exteriores para los elementos constructivos monolíticamente con sus apoyos	
Cuando el apoyo es viga de borde	$W_u \cdot L_n^2 / 24$
Cuando el apoyo es una columna	$W_u \cdot L_n^2 / 16$
Cortante en el elemento en la cara del primer apoyo interior	$1.5 \cdot W_u \cdot L_n^2 / 2$
Cortante en a la cara de todos los demás apoyos	$W_u \cdot L_n^2 / 2$

Fuente: elaboración propia.

Cuando no se utilicen los coeficientes de la tabla VIII y se hace un análisis formal, el claro  $L$  puede tomarse como el claro libre siempre que no sea mayor de 3 m, y que las losas se cuelen monolíticamente con los apoyos. Si no se cumple con estas condiciones, el claro será la distancia que resulte menor de:

- El claro libre más el peralte total de la losa
- La distancia entre los ejes de apoyo

El método para calcular los momentos flexionantes y fuerzas cortantes, considerando franjas de losa de un metro, es conservador; ya que como la losa no puede deformarse libremente en dirección perpendicular a las franjas, se desarrollan esfuerzos de compresión normales a las franjas que aumentan ligeramente la resistencia en la dirección considerada.

### **3.2.3. Acero de refuerzo**

Una vez establecidos el peralte efectivo  $d$ , y los momentos flexionantes, se calcula el refuerzo necesario con las ecuaciones de flexión de vigas. Por lo general, las losas son elementos subreforzados, por lo que es válido usar las ecuaciones correspondientes a este tipo de elementos una vez comprobado que el porcentaje de acero  $\rho$ , resulta menor que el porcentaje balanceado,  $\rho_b$ .

El refuerzo obtenido se coloca en dirección paralela a las franjas, o sea, en la dirección del claro considerado. En dirección perpendicular es necesario colocar también refuerzo para resistir los esfuerzos producidos por contracción del concreto, por cambios de temperatura, y por falta de uniformidad en la carga.

Si no se coloca el refuerzo por contracción y temperatura, el concreto se agrietaría, ya que la losa no puede acortarse libremente en la dirección perpendicular al claro. El reglamento ACI 318-08 establece requisitos para el refuerzo de flexión y para el refuerzo de contracción y temperatura.

Los porcentajes de acero,  $\rho$ , para contracción y temperatura deber ser por lo menos iguales a los señalados en la tabla IX, cuyos valores son tomados del reglamento ACI 318-08, de la sección 7.12; la cual especifica el refuerzo por contracción y temperatura; así como también en la sección 10.5, el refuerzo mínimo en elementos sujetos a flexión.

Tabla IX.  $\rho_{\min}$  para calcular el acero por contracción y temperatura

Tipos de acero	$\rho_{\min}$
Varillas corrugadas con $f_y$ igual a 2800 o 3500 kgf/cm <sup>2</sup>	0.0020
Varillas corrugadas o malla soldada de alambre (corrugado o liso) con $f_y = 4200$ kgf/cm <sup>2</sup>	0.0018
Varillas con $f_y > 4200$ kgf/cm <sup>2</sup>	$\frac{(0.018)(4200)}{f_y}$

Fuente: elaboración propia.

La separación de las varillas no debe exceder de 45 cm, ni de tres veces el espesor de la losa para el refuerzo por flexión, ni de cinco veces dicho espesor, para el refuerzo por contracción y temperatura. En el dimensionamiento de losas es frecuente calcular primero el área de acero por metro de ancho de losa, después elegir el diámetro de la varilla, y por último se calcula la separación entre varillas.

El refuerzo por flexión debe detallarse de tal manera que se satisfagan los requerimientos de acero en las secciones de momento negativo y positivo, y que además se cumplan los requisitos de longitud de desarrollo. En la práctica, se busca que las separaciones sean lo más cercanas a los valores teóricos, pero al mismo tiempo conviene modularlas para obtener distribuciones regulares y armados sencillos que simplifiquen la construcción y la supervisión.

#### **3.2.4. Revisión por cortante**

En la mayoría de las losas, la fuerza cortante no es un factor importante. Sin embargo, debe revisarse, y en caso de que la sección de concreto no pueda resistir la fuerza cortante, debe aumentarse dicha sección, ya que por razones constructivas no es posible usar refuerzo por cortante en estas losas.

### **3.3. Losas armadas en dos direcciones**

Las losas armadas en dos direcciones transmiten las cargas aplicadas a través de flexión en dos sentidos. Este comportamiento se observa en losas en las cuales la relación entre su mayor y menor dimensión es menor que dos. A lo largo del tiempo, los métodos de diseño de estos elementos han ido variando.

En un inicio, el desconocimiento del comportamiento real de este tipo de estructuras llevó a la creación de patentes para su diseño y construcción. Antes de entrar en servicio, las losas eran sometidas a pruebas y el proyectista daba una garantía por un período determinado de tiempo. Los procedimientos de diseño empleados consideraban, erradamente, que parte de la carga aplicada sobre la losa generaba esfuerzos en una dirección y el resto tenía un efecto similar en la otra. Es decir, la carga se repartía en las dos direcciones principales.



### 3.3.1. Peraltes mínimos para losas en dos direcciones

El código del ACI propone espesores mínimos de losa que garantizan que sus deflexiones no sean excesivas. Si los esfuerzos de corte son elevados, dicho espesor debe ser incrementado. Esta situación se suele presentar en los sistemas de losas sin vigas. El espesor mínimo de losas con vigas entre apoyos, es función de  $\alpha_{fm}$ , el cual es igual al promedio de los valores de  $\alpha_f$  correspondientes a las vigas que limitan el paño. El parámetro  $\alpha_f$  se determina a través de la siguiente expresión:

$$\alpha_f = \frac{E_{cb} * I_b}{E_{cs} * I_s}$$

Donde:

$\alpha_f$ = Relación entre la rigidez a flexión de una sección de viga y la rigidez a flexión de una franja de losa limitada lateralmente por los ejes centrales de los paneles adyacentes (si los hay) a cada lado de la viga

$E_{cb}$ = Módulo de elasticidad del concreto de las vigas

$E_{cs}$ =Módulo de elasticidad del concreto de la losa

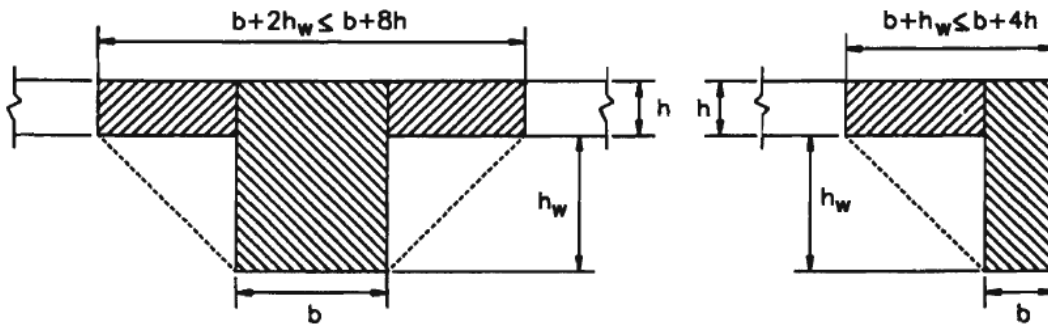
$I_b$ =Momento de inercia de la sección bruta de la viga respecto a su eje centroidal

$I_s$ = Momento de inercia de la sección bruta de la losa respecto de su eje centroidal

Si vigas y losa constituyen un sistema monolítico, se considerará que las vigas incluyen una porción de losa a cada lado, la cual será igual a la proyección de la viga sobre o por debajo de la losa, la que sea mayor y no deberá superar cuatro veces el espesor de la losa.

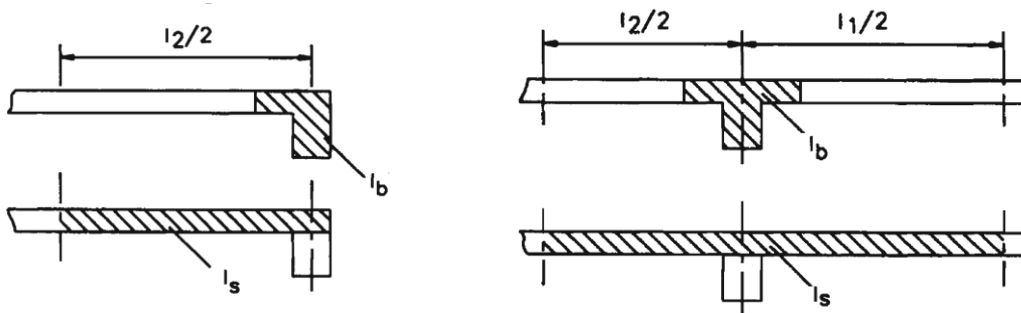
En las figuras 9 y 10 se muestran las secciones de vigas y losas, consideradas en la expresión anterior.

Figura 9. **Porción de losa que contribuye a la resistencia de la viga**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2006.

Figura 10. **Porción de losa que contribuye a la resistencia de la viga**



Viga exterior

Viga interior

Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2006.

Si  $\alpha_{fm}$  es menor que 0.2, la rigidez de las vigas es prácticamente nula y por lo tanto, su presencia no se considera.

En este caso, los espesores de losa se determinarán haciendo uso de la tabla X. Para losas con ábacos, dicho espesor no deberá ser menor que 10 cm y para losas sin ábacos, será mayor que 12.5 cm.

El peralte mínimo de losas con o sin vigas que se extienden entre los apoyos en todas direcciones y que tengan una relación de claro largo a claro corto que no exceda a 2 debe ser:

$$h = \frac{L_n * (0.80 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.20)}$$

Pero h no deberá ser menor que 125 mm.

Donde:  $L_n$  = Luz libre medida entre caras de los apoyos, mm

$f_y$  = Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo, MPa

$\beta$  = Relación de la dimensión larga a corta de las luces libres para losas en dos direcciones

$\alpha_{fm}$  = Valor promedio de relación entre la rigidez a flexión de una sección de viga y la rigidez a flexión de una franja de losa, limitada lateralmente por los ejes centrales de los paneles adyacentes (si los hay) a cada lado de la viga ( $\alpha_f$ ), para todas las vigas en los bordes de un panel

Para  $\alpha_{fm}$  mayor que 2.0, h se expresara como el resultado de la siguiente expresión pero no menor que 90 mm:

$$h = \frac{L_n * (0.80 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 9 * \beta}$$

El ACI 318-08 establece en la sección 9.5.3.2, que el espesor mínimo de las losas sin vigas interiores que se extiendan entre los apoyos y que tienen una relación entre lados no mayor que 2, debe estar de acuerdo con lo requerido en la tabla X y no debe ser inferior que los siguientes valores:

- Losas sin ábacos.....120 mm
- Losas con ábacos.....100 mm

Tabla X. **Espesores mínimos de losas sin vigas interiores**

fy kgf/cm <sup>2</sup>	Sin ábacos*			Con ábacos*		
	Paneles exteriores		Paneles interiores	Paneles exteriores		Paneles interiores
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde		Sin vigas de borde	Con vigas de borde	
2800	Ln/33	Ln/36	Ln/36	Ln/36	Ln/40	Ln/40
4200	Ln/30	Ln/33	Ln/33	Ln/33	Ln/36	Ln/36
5200	Ln/28	Ln/31	Ln/31	Ln/31	Ln/34	Ln/34

Fuente: ACI 318-08; sección 9.5.3 y 13.2.5 del ACI 318-08. p. 121.

### 3.3.2. Refuerzo por contracción y temperatura

Los porcentajes de acero  $\rho$ , para contracción y temperatura, deben ser por lo menos iguales a los valores señalados en la tabla IX, cuyos valores son tomados del reglamento ACI 318-08, de la sección 7.12, donde se especifica el refuerzo por contracción y temperatura; así como también en la sección 10.5, que se refiere al refuerzo mínimo en elementos sujetos a flexión.

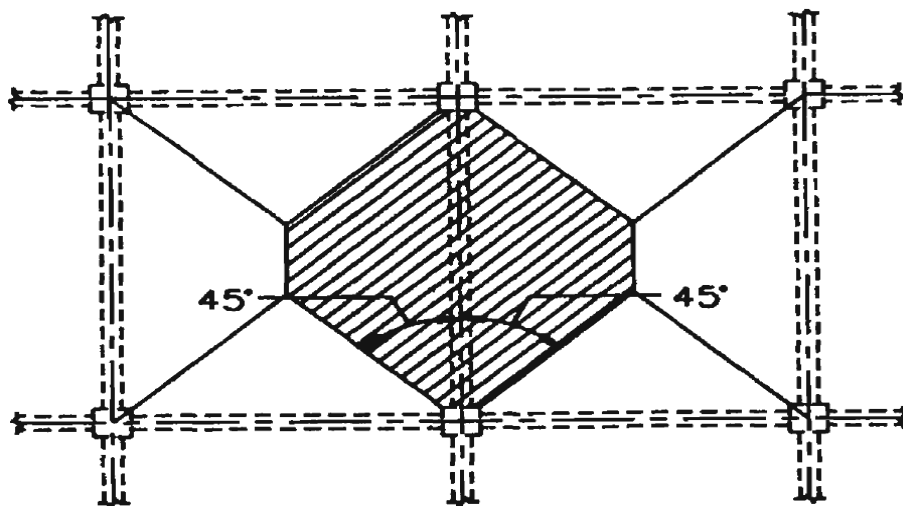
### 3.3.3. Revisión por cortante

En la transmisión del corte en losas puede darse dos casos según la disposición de la estructura pueden ser con vigas y en losas sin vigas.

### 3.3.4. Losas con vigas

Las vigas de rigidez considerable, en las que el valor de  $(\alpha_1 l_2 / l_1)$  es mayor que la unidad, serán diseñadas para resistir los esfuerzos de corte generados por el 100% de las cargas aplicadas en el área tributaria mostrada en la figura 11. Si no existieran vigas, toda la carga sería resistida por la losa. Esta condición es equivalente a que el parámetro  $(\alpha_1 l_2 / l_1)$  sea igual a cero. Por ello, para valores de  $(\alpha_1 l_2 / l_1)$  entre 0 y 1, se interpolará linealmente entre 0% y 100%, para conseguir el porcentaje de carga resistida por la viga (ACI-13.6.8).

Figura 11. Área tributaria para la determinación de las cargas que actúan sobre las vigas entre apoyos de losas armadas en dos direcciones



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2006.

Como se muestra en la figura, esta será el área tributaria para la determinación de las cargas que actúan sobre las vigas entre apoyos de losas, armadas en dos direcciones

La distribución de las cargas provenientes de la losa será triangular o trapezoidal, dependiendo de si se trata de la viga paralela al lado menor o mayor del paño. La viga no solo se deberá diseñar para resistir estas sollicitaciones sino cualquier otra que se le aplique directamente.

### **3.3.5. Losas sin vigas**

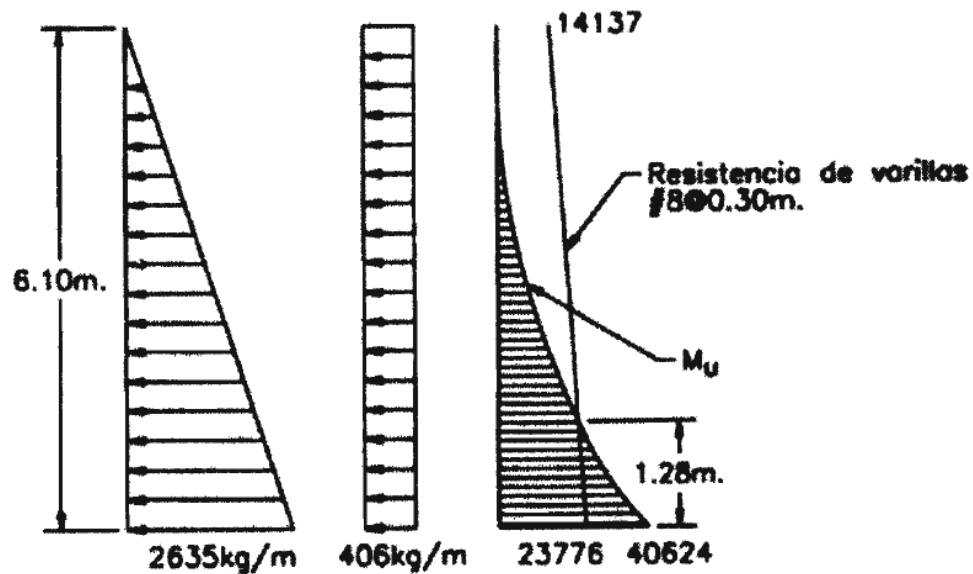
Las losas sin vigas son estructuras muy vulnerables a los problemas de corte. La resistencia de la losa deberá verificarse en la vecindad de los apoyos y en las zonas donde se aplican cargas concentradas o reacciones. Existen dos mecanismos de falla por corte en este tipo de sistemas: corte por flexión y corte por punzonamiento.

La falla de corte por flexión genera una grieta que se extiende a lo largo del ancho de la losa. La losa se considera como una viga ancha y la sección de análisis se ubica a una distancia  $d$  de la cara del apoyo. Por lo general, el corte por flexión no es la condición crítica de diseño y la losa es capaz de resistir estos esfuerzos sin necesidad de refuerzo; la resistencia del concreto para este tipo de corte es:

$$V_c = 0.53 \overline{f'_c} l_2 d$$

Dónde:  $d$ : Peralte efectivo de la losa.

Figura 12. **Falla de corte por flexión y por punzonamiento en las losas armadas en dos sentidos sin vigas entre apoyos**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2006.

### 3.3.6. Losas armadas en dos sentidos sin vigas entre apoyos

La falla de corte por punzonamiento ocasiona agrietamiento alrededor del apoyo o carga concentrada aplicada, como se aprecia en la figura 13. Esta condición es la que ocasiona el mayor número de fallas en sistemas de losas sin vigas. Para columnas o capiteles rectangulares, la sección crítica de análisis está constituida por un rectángulo semejante a la sección del apoyo ubicada a  $d/2$  de él. La resistencia del concreto al punzonamiento es igual a la menor, determinada a través de las siguientes relaciones.

Para losas sin refuerzo:

$$V_c = 0.27 \left( 2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \bar{f}_c b_o d$$

$$V_c = 0.27 \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \overline{f'_c} b_o d$$

$$V_c = 1.1 \overline{f'_c} b_o d$$

Donde:

$\beta_c$  = Relación entre la mayor y menor dimensión del área de acción de la carga concentrada o de la reacción

$B_o$  = Perímetro de la sección crítica

$\alpha_s$  = Parámetro igual a 40 para columnas interiores, 30 para las laterales y 20 para las esquinas. Se consideran interiores, aquellas en que la sección crítica de punzonamiento tiene 4 lados; laterales las que tienen 3 y esquinas las que tienen 2.

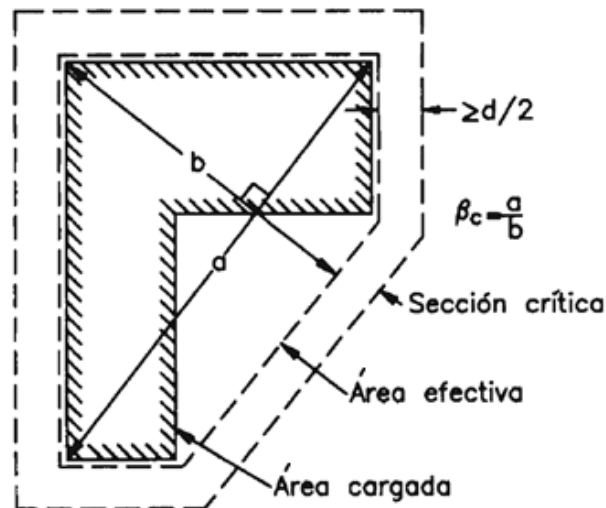
Para losas con refuerzo:

$$V_n = \frac{V_c + V_s}{b_o d} \text{ donde } V_c = 0.53 \overline{f'_c} b_o d$$

Si el área de la carga concentrada o reacción no es rectangular, la sección crítica y el valor de  $p_c$ , se tomará como se indica en la figura 13. Si  $V_u < V_c$ , entonces será necesario disponer de refuerzo de corte en la losa o, incrementar su espesor.



Figura 13. **Sección crítica para verificar el corte por punzonamiento en los apoyos no rectangulares o en zonas donde se aplican cargas concentradas**

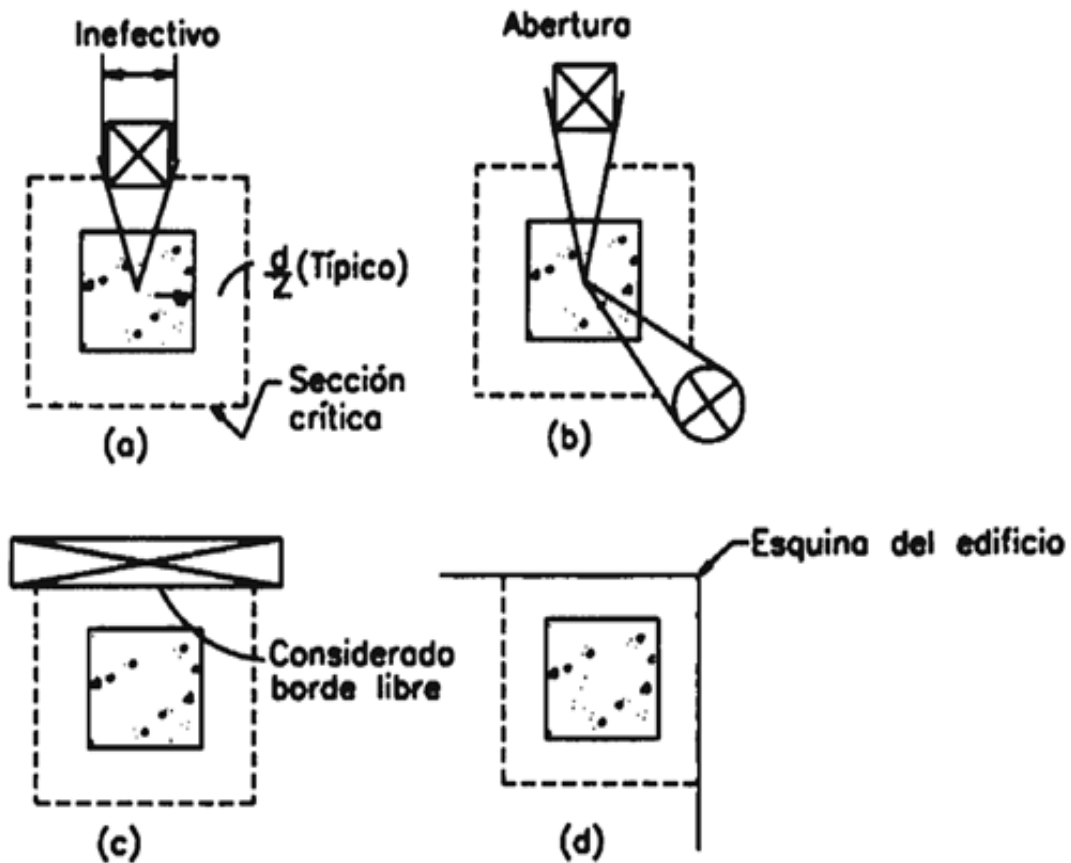


Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2006.

El perímetro de la sección crítica será disminuido si la losa presenta aberturas ubicadas a distancias menores que 10 veces su espesor del área donde actúa la carga concentrada o la reacción, o en la intersección de las franjas de columna. En estos casos, la porción de sección crítica encerrada por las líneas que unen el centroide del área cargada con los bordes de la abertura, será considerada inefectiva, como se muestra en la figura 14(a).

Si la losa es reforzada con perfiles metálicos, la porción inefectiva de la sección crítica será disminuida a la mitad.

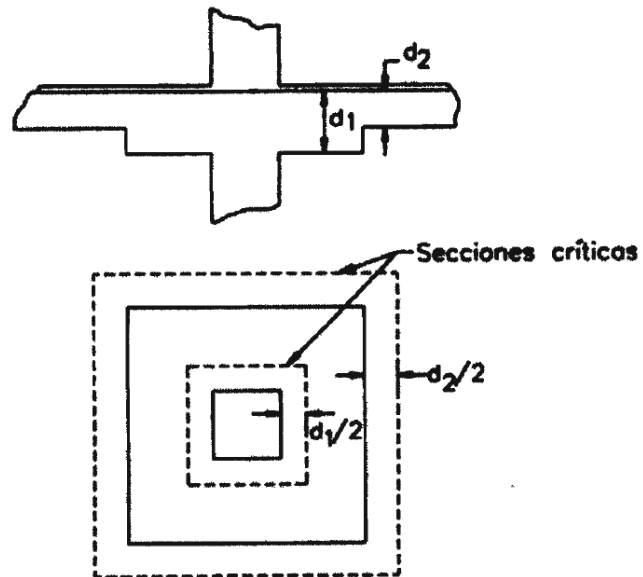
Figura 14. Reducción de la sección crítica por la presencia de aberturas cercanas al apoyo



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2006.

Si la losa está provista de ábacos, se consideran dos secciones críticas para el análisis del punzonamiento tal como se aprecia en la figura 15: una alrededor de la columna y otra alrededor del ábaco. Obviamente, el valor del peralte efectivo es diferente en cada caso.

Figura 15. Secciones críticas en losas provistas de ábaco



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2006.

La resistencia al cortante, proporcionada por el refuerzo al cortante en elementos no preesforzados  $V_s$ , debe cumplir según las siguientes disposiciones.

Se permite refuerzo para cortante consistente en

:

- Estribos perpendiculares al eje del elemento.
- Refuerzo electrosoldado de alambre con alambres localizados perpendicularmente al eje del elemento.
- Espirales, estribos circulares y estribos cerrados de confinamiento.

Para elementos no preesforzados, se permite que el refuerzo para cortante también consista en:

- Estribos que formen un ángulo de  $45^\circ$  o más con el refuerzo longitudinal por tracción.
- Refuerzo longitudinal con una parte doblada que forme un ángulo de  $30^\circ$  o más con el refuerzo longitudinal de tracción.
- Combinaciones de estribos y refuerzo longitudinal doblado.

Los valores de  $f_y$  y  $f_{yt}$  usados en el diseño del refuerzo para cortante, no debe exceder de 420 MPa, y el valor no debe exceder 560 MPa para refuerzo electrosoldado de alambre corrugado.

Los estribos y otras barras o alambres usados como refuerzo de cortante deben extenderse hasta una distancia  $d$  medida desde la fibra extrema en compresión y deben desarrollarse en ambos extremos.

### **3.3.7. Límites para el espaciamiento del refuerzo de cortante**

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder de  $d/2$  en elementos de concreto no preesforzado, de  $0.75 h$  en elementos preesforzados, ni de 600 mm. Los estribos inclinados y el refuerzo longitudinal doblado deben estar espaciados de manera tal que cada línea a  $45^\circ$ , que se extienda hacia la reacción desde la mitad de la altura del elemento  $d/2$ , hasta el refuerzo longitudinal de tracción, debe estar cruzada por lo menos por otra línea de refuerzo de cortante.

### 3.3.8. Refuerzo de corte en losas armadas en dos direcciones

Se permitirá refuerzos de corte en losas y zapatas siempre y cuando tengan  $d \geq 15$  y  $\geq 16 d$ , de las barras de refuerzo al corte. Existen, básicamente, tres tipos de refuerzo de corte que pueden ser utilizados en losas armadas en dos sentidos, cuando el concreto no es suficiente para resistir los esfuerzos que se generan: estribos y cabezales.

Los estribos se diseñan haciendo uso de la siguiente expresión:

$$A_v = \frac{V_s S}{f_y d}$$
$$V_s = V_n - V_c = \frac{V_u}{\Phi} - V_c$$

$A_v$  = Suma de las áreas de todos los brazos de los estribos en una línea:

$$V_c = 0.53 \overline{f'_c} b_o d$$

La fuerza nominal al corte  $V_n$  estará limitada a:

$$V_n = \frac{V_u}{\Phi} \leq 1.60 \overline{f'_c} b_o d$$

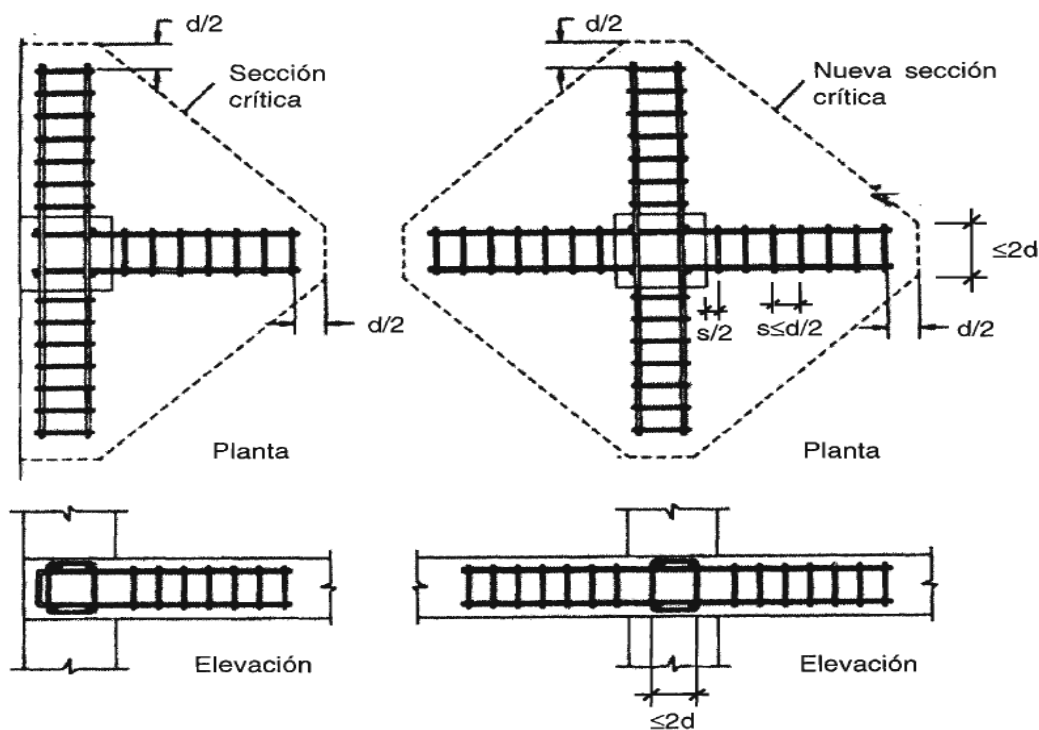
La distancia  $S$  entre estribos  $S \leq d/2$

El primer estribo se colocará a  $S/2$  de la cara de la columna y la canastilla de los estribos tendrá un ancho menor que  $2d$ . Los estribos se anclarán como lo especificado para estribos en general.

En las conexiones losa-columna donde la transferencia de momentos no es considerable, se debe procurar disponer el refuerzo simétricamente. En la figura 16, se muestra la distribución de los estribos en la losa para una columna interior y para otra exterior. Los estribos definen una nueva sección crítica en la que la losa sola es capaz de resistir los esfuerzos de punzonamiento.

Por lo tanto, el refuerzo por corte debe extenderse hasta que en la sección crítica definida por él mismo, el concreto sea capaz de resistir el corte por sí solo.

Figura 16. **Refuerzo de corte en losas armadas en dos sentidos sin vigas**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2006.

Los cabezales no son muy usados en nuestro medio como refuerzo en losas y están constituidos por secciones doble T o canal, soldadas perpendicularmente, con brazos de igual largo.

Son dispuestos de modo que atraviesan la columna, como se muestra en la figura 17. El peralte de los perfiles no debe ser mayor que 70 veces el espesor del alma y sus extremos deberán ser cortados bajo un ángulo no menor que  $30^\circ$  con el eje.

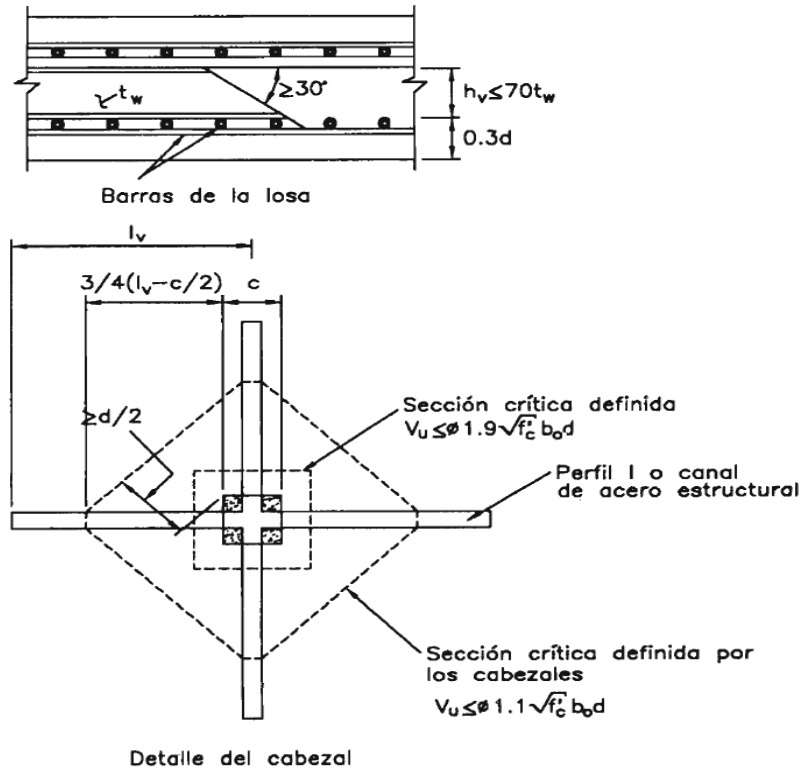
El ala en compresión del perfil deberá ubicarse a una distancia de  $0.3d$  del borde de la losa.

La relación entre la rigidez de cada brazo del cabezal y la sección fisurada de concreto que lo rodea,  $\alpha_v$ , en un ancho de  $(c_2 + d)$  no deberá ser menor que 0.15. Esta condición busca limitar la flexibilidad del perfil de acero.

La sección crítica de diseño se ubica a  $0.75(l_v - c_1/2)$  de la cara de la columna medida hacia el extremo del perfil, donde  $l_v$  es la longitud de cada brazo de refuerzo, medida desde el centro del área cargada.

La sección crítica se define de modo que su perímetro sea el mínimo, pero no menor que el definido en la (figura 17).

Figura 17. Refuerzo de corte en losas



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2006.

Los cabezales deben diseñarse de modo que sean capaces de desarrollar, en cada brazo, un momento plástico igual a:

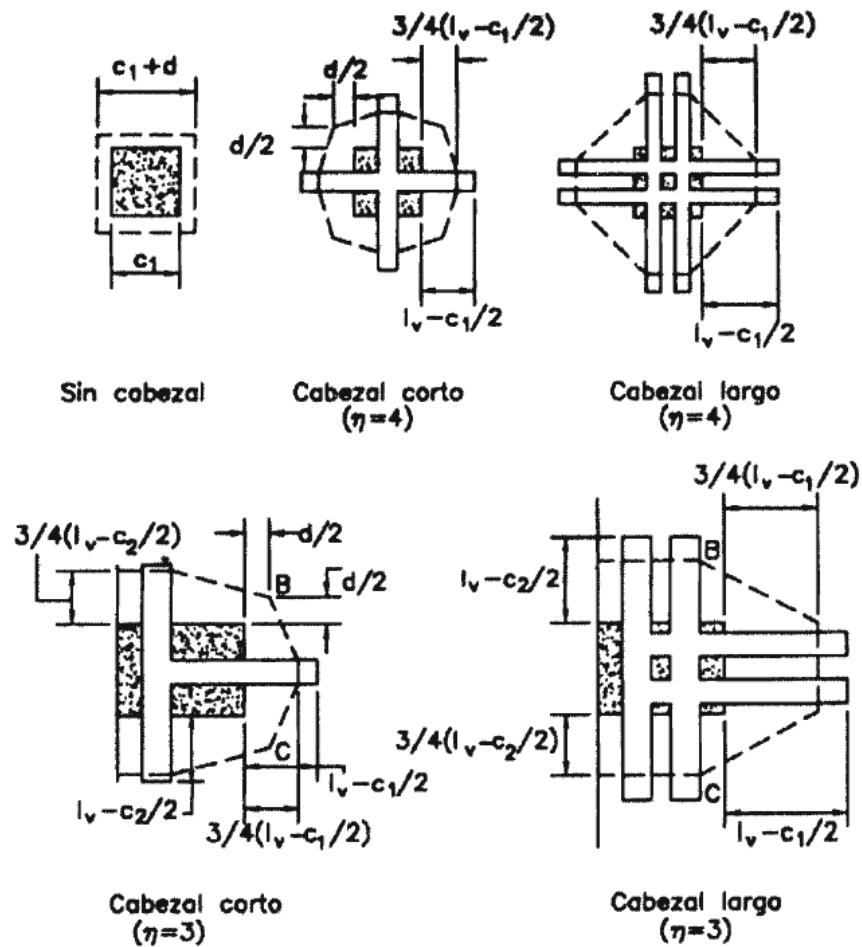
$$\phi M_p = \frac{V_u}{2\eta} \left[ h_v + \alpha_v \left( l_v - \frac{c_1}{2} \right) \right]$$

- Donde:
- $\eta$ : Número de brazos con que cuenta el cabezal.
  - $\phi$ : Factor de reducción de resistencia controlada por tracción = 0.90
  - $h_v$ : Peralte del perfil que constituya el cabezal.



La fuerza cortante nominal en la sección crítica definida por las dimensiones del cabezal no será superior a lo establecido en este capítulo.

Figura 18. Secciones críticas para el diseño de los cabezales



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2006.

En las losas que cuentan con cabezales como refuerzo de corte, se puede reducir el acero requerido por flexión, tomando en cuenta la resistencia a la flexión aportada por el cabezal.

El momento resistente que pueden desarrollar es:

$$M_v = \frac{\phi \alpha_v * Vu}{2\eta} \left( l_v - \frac{c_1}{2} \right)$$

En esta ecuación  $\phi = 0.9$ , correspondiente a piezas controladas por tracción.

Sin embargo,  $M_v$  no será mayor que:

- El 30% del momento amplificado resistido por la franja de columna
- El valor de  $M_p$  determinado
- La variación del momento flector en la franja de columna a lo largo de la longitud  $l_v$

### **3.4. Principios generales para el diseño de losas armadas en dos direcciones, según el código del ACI**

El código del ACI propone dos métodos simplificados para la determinación de los momentos de diseño de las losas: el método directo y método del pórtico equivalente. Ambos son válidos siempre que los paños sean rectangulares y que el sistema esté sometido únicamente a cargas de gravedad.

Además, cualquier viga dentro de la estructura debe estar apoyada necesariamente sobre columnas, es decir, los métodos propuestos no pueden ser utilizados si se presentan vigas apoyadas sobre vigas. De estos dos solo se tratará el método directo.

### 3.5. Método directo

Como se indicó en la sección precedente, el método directo es un procedimiento simplificado que permite determinar los momentos de diseño de losas armadas en dos direcciones y de las vigas y columnas que le sirven de apoyo. Los elementos diseñados haciendo uso de este procedimiento, satisfacen los requerimientos de resistencia de la estructura y también la mayor parte de las condiciones necesarias para un adecuado comportamiento bajo cargas de servicio.

Este método compatibiliza la simplicidad de su procedimiento con los resultados obtenidos a través de procedimientos teóricos y las observaciones efectuadas a lo largo de los años en que se ha trabajado con este tipo de estructuras. El método directo se aplica en las dos direcciones de armado de la losa por separado. Para el análisis, esta se divide en secciones constituidas por una franja de columna y dos medias franjas centrales, una a cada lado. Estas porciones de losa son tratadas como vigas anchas y chatas y son analizadas independientemente una de otra.

El método directo consta básicamente de tres etapas:

- Determinación del momento total estático,  $M_o$ , igual a la suma del momento positivo al centro de la luz entre apoyos y la semisuma de los momentos negativos en ellos.
- Distribución del momento total estático entre los apoyos y el centro de la luz.

- Distribución de los momentos positivos y negativos en la franja de columna y las medias franjas centrales, respectivamente.

El método directo está basado en los resultados de pruebas con cargas de gravedad uniformes, en modelos en los cuales las reacciones sobre el elemento son determinadas por equilibrio. Es por ello, que este método no se aplica al diseño de losas de cimentación, donde, aunque la reacción del suelo es asumida uniforme, las cargas en las columnas no son determinadas por equilibrio, sino que son el resultado del análisis de la estructura superior.

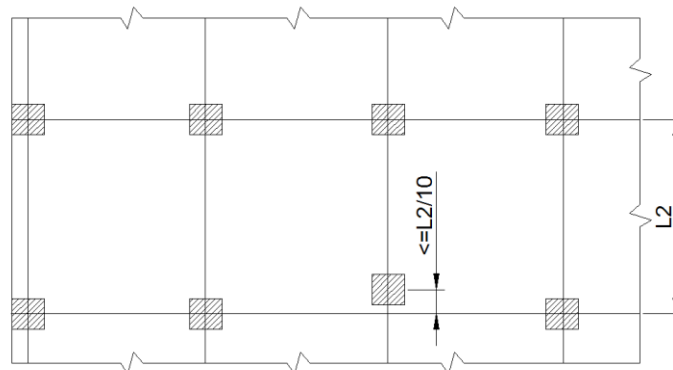
### **3.5.1. Limitaciones del método directo**

Para que el método directo pueda ser utilizado en el análisis de losas armadas en dos direcciones, es necesario que estas satisfagan una serie de características, las cuales se presentan a continuación (ACI-13.6.1):

- La losa debe contar como mínimo con tres paños en cada dirección. La principal causa de esta restricción es que en una losa con solo dos tramos, la estimación del momento negativo en el único apoyo interno tiende a ser poco conservadora; el método directo propuesto por el código asume tácitamente que la losa mínima consta de nueve paños.
- Los paños deben ser rectangulares con una relación entre la mayor y menor dimensión centro a centro, menor que 2. Si esta condición no se satisface, la losa presentará una curvatura más marcada en una dirección, y por lo tanto ya no se comportará como una losa armada en dos sentidos.

- Las luces centro a centro de paños adyacentes no deberán diferir en más de un tercio de la luz mayor de las dos. Esta limitación es necesaria pues cuando la diferencia es mayor, los momentos varían más de lo estimado por el método; además, el código sugiere longitudes de anclaje de los refuerzos predefinidos, las cuales pueden ser insuficientes si las luces varían demasiado entre ellas.
- Las columnas podrán desfasarse de su eje principal en no más de un 10% de la luz entre línea de centro de columnas sucesivas (figura 19).

Figura 19. **Condiciones para utilización del método directo**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2006.

- Todas las cargas aplicadas deberán ser de gravedad y uniformemente distribuidas en todo el paño. La carga viva deberá ser menor que dos veces la carga muerta. La alternancia de carga viva, siempre que se satisfaga la condición anterior, es prevista por el método.
- Si la carga viva se aplica simultáneamente en todos los paños, como es el caso de la carga de líquidos, se puede pasar por alto esta condición.

- En los paños apoyados en vigas en los cuatro lados, la rigidez relativa de las vigas en direcciones perpendiculares no será ni mayor que 5, ni menor que 0.2, es decir:

$$0.20 \leq \frac{\alpha_1 l_2^2}{\alpha_2 l_1^2} \leq 5$$

Donde:  $l_1$  = Dimensión centro a centro del paño en la dirección en análisis

$l_2$  = Dimensión centro a centro del paño en la dirección perpendicular a la de análisis

$\alpha_1$  = Parámetro definido en la expresión ( $\alpha_f$ ) evaluado en la dirección  $l_1$

$\alpha_2$  = Parámetro definido en la expresión ( $\alpha_f$ ) evaluado en la dirección  $l_2$

- Al aplicar el método directo, no se permite redistribución de esfuerzos en los apoyos. Sin embargo, estos se pueden modificar hasta en un 10%, siempre que se efectúe el ajuste necesario en el momento positivo para mantener inalterado el momento estático total.

El método directo puede aplicarse aún si las limitaciones presentadas no son cumplidas, si se demuestra que ello no afecta la resistencia y el comportamiento de la estructura.

### 3.5.2. Determinación del momento total estático

El momento total estático es determinado a través del planteamiento presentado por J. R. Nichols. En la figura 18 se muestra una losa armada en dos sentidos, apoyada sobre columnas rectangulares. Los paños son rectangulares y la carga es uniformemente repartida y constante en todos ellos.

Las cargas verticales aplicadas sobre ella son una fuerza  $wl_1l_2/2$  actuando hacia abajo, que corresponde a la carga uniformemente repartida aplicada sobre la losa y una fuerza  $wc_1c_2/2$ , en dirección contraria, que anula la carga aplicada sobre el área correspondiente a la columna, donde  $c_1$  y  $c_2$ , son las dimensiones de la columna.

Además, está presente la reacción de la columna distribuida a todo lo largo de su perímetro, la cual, sin embargo, es transmitida mayormente a través de las esquinas, por lo que se asume que se concentra en ellas. Por simetría, en la cara que coincide con el centro del paño, no existe fuerza cortante.

Efectuando sumatoria de momentos alrededor de la línea A-A se llega a:

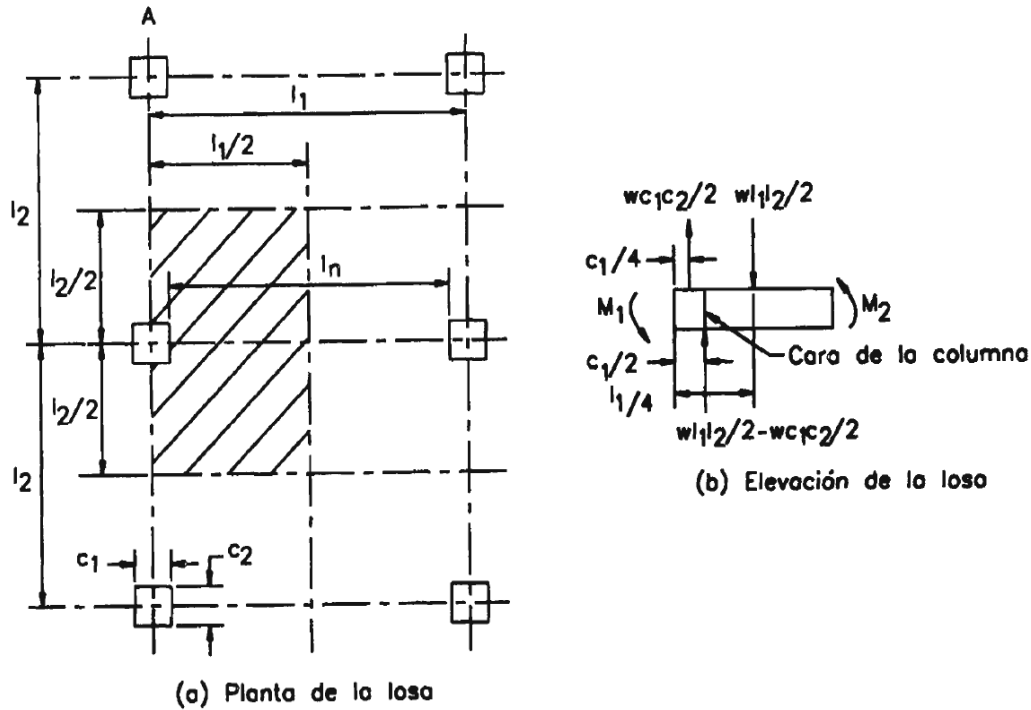
$$M_o = \frac{w_u l_2 l_1}{8}$$

Donde:

$M_o$  = Momento total estático igual a la suma del momento positivo en el centro del tramo y al promedio de los momentos negativos en los apoyos

$w_u$  = Carga última por unidad de área

Figura 20. **Elemento utilizado para la determinación del momento estático total del elemento analizado**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2006.

La longitud  $l_n$  es la distancia entre las caras de la columna, capiteles o muros, pero no será menor que 0.651. Si los apoyos no son rectangulares, se considerará, para la determinación de  $l_n$ , que estos son equivalentes a soportes cuadrados de igual área, como se muestra en la figura.

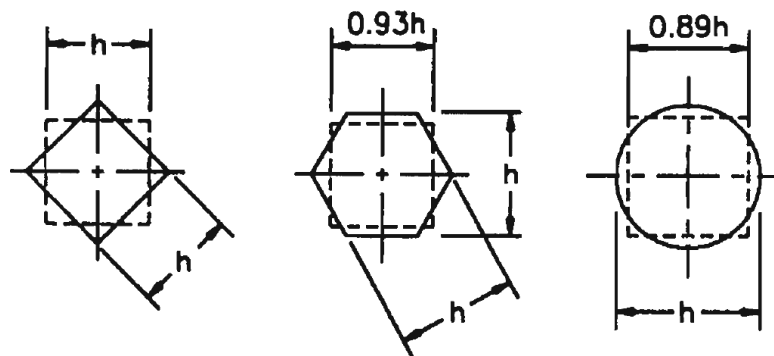
Si las luces perpendiculares a la dirección de análisis I, varían, se tomará el promedio de ambas. Si se analiza un paño adyacente al extremo de la losa, el término 1 será sustituido por la distancia entre el eje central del paño extremo y el borde.



### 3.5.3. Distribución de los momentos positivos y negativos

Los momentos negativos determinados según ACI 318-08, en su sección 13.6.2, con los criterios que se detallan a continuación, corresponden a la cara de los apoyos rectangulares y a la cara del apoyo cuadrado equivalente, cuando el soporte no es rectangular:

Figura 21. Ejemplos de sección cuadrada equivalente para elementos de apoyo



Fuente: ACI 318-08. p. 256.

En los tramos interiores, se considerará:

- Momento negativo =  $0.65 M_o$
- Momento positivo =  $0.35 M_o$
- $M_o$  = momento estático total mayorado

En los tramos exteriores, el momento estático total se distribuye como se indica en la tabla XI.

Tabla XI. **Coeficientes para distribuir momentos positivos y negativos en los tramos exteriores de las losas armadas en dos sentidos**

	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
	Borde exterior no restringido	Losa con viga entre todos los apoyos	Losa sin vigas entre los apoyos Interiores		Borde exterior totalmente restringido
			Sin viga de borde	Con viga de borde	
<b>Memento negativo interior</b>	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65
<b>Momento positivo</b>	0.63	0.57	0.52	0.50	0.35
<b>Momento negativo exterior</b>	0	0.16	0.26	0.30	0.65

Fuente: ACI 318-08. p. 256.

Los apoyos internos deberán ser diseñados para resistir el mayor momento negativo que les haya asignado, proveniente de los tramos adyacentes a ellos. Es posible efectuar una redistribución de los momentos desbalanceados en función de las rigideces relativas de los elementos adyacentes, pero en ese caso se incrementa el momento positivo en el lado en que disminuya el negativo.

Las vigas de borde y los bordes de la losa deben diseñarse para resistir la torsión que desarrollan para transmitir los momentos negativos exteriores a la columna.

#### **3.5.4. Distribución de los momentos en la franja de columna y en la franja central**

El código presenta una serie de tablas que permiten determinar directamente los porcentajes de momento positivo y negativo que son resistidos por la franja de columna. La fracción restante es dividida, proporcionalmente a sus dimensiones, entre las dos medias franjas centrales.

Cada franja central debe ser diseñada para resistir la suma de los momentos que han sido asignados a sus correspondientes medias franjas en sus análisis respectivos.

Si aquella es adyacente y paralela a un borde de la losa soportado por un muro, se deberá diseñar para resistir el doble del momento asignado a la media franja central de la primera fila de los apoyos interiores.

En los sistemas de vigas y losas, parte de los momentos asignados a la franja de columna deben ser resistidos por dichas vigas y el resto por la losa. Si el término  $\alpha_{f1} * l_2/l_1$  es mayor que la unidad, la viga se diseñará para resistir el 85% del momento asignado a la franja de columna. Si por el contrario, es nulo, entonces significa que no existe viga y por lo tanto la losa resiste todo el momento asignado.

Para valores intermedios, se interpola linealmente. La viga deberá resistir, además de las cargas provenientes de la losa, aquellas que le son aplicadas directamente. En seguida se presentan las tablas con los porcentajes de momento positivo y negativo que corresponden a la franja de columna.

### 3.5.5. Momento negativo interior

El porcentaje de los momentos negativos interiores resistidos por la franja de columna se muestran en la tabla XII. Como se aprecia, la distribución es función de la relación entre las dimensiones de la losa y de la rigidez de sus apoyos, representada por el parámetro  $\alpha_{f1} * l_2/l_1$ .

Si el sistema no cuenta con vigas entre apoyos, el término  $\alpha_{f1} * l_2/l_1$  es igual a 0. Si la losa está apoyada  $\alpha_{f1} * l_2/l_1$  sobre un muro que va a lo largo de la dirección de análisis, este se considera como una viga infinitamente rígida y por lo tanto el valor de  $\alpha_{f1} * l_2/l_1$ , tiende a hacer se muy grande.

Cuando el valor del término  $\alpha_{f1} * l_2/l_1$  varía entre 0 y 1, es posible efectuar una interpelación lineal para determinar el porcentaje del momento interior negativo que corresponde a la franja de columna.

Tabla XII. **Fracción del momento negativo interior que corresponde a la franja de columna**

$l_2/l_1$	<b>0.50</b>	<b>1.0</b>	<b>2.0</b>
$(\alpha_{f1} * l_2/l_1) = 0$	75	75	75
$(\alpha_{f1} * l_2/l_1) \geq 1.0$	90	75	45

Fuente: ACI 318-08. p. 257.

### 3.5.6. Momento negativo exterior

El porcentaje del momento negativo exterior que corresponde a la franja de columna no solo es función de la relación entre las dimensiones de la losa y la rigidez a la flexión de la viga entre columnas. También depende del parámetro  $\beta t$  el cual es igual a la relación entre la rigidez a la torsión de 1% viga de borde, si es que existe y la rigidez a la flexión de la losa. El valor de  $\beta t$  se determina a través de las siguientes expresiones:

$$\beta t = \frac{E_{cb} C}{2E_{cs} I_s}$$

$$C = 1 - 0.63 * \frac{x}{y} * \frac{x^3 y}{3}$$

Donde:

$\beta t$  = Relación entre la rigidez a torsión de la sección de la viga de borde y la rigidez a flexión de una franja de losa, cuyo ancho es igual a la longitud de la luz de la viga medida centro a centro de los apoyos

C = Constante de la sección transversal para definir propiedades a la torsión de losas y vigas

$E_{cb}$  = Módulo de elasticidad del concreto de la viga, MPa

$E_{cs}$  = Módulo de elasticidad del concreto de la losa, MPa

$I_s$  = Momento de inercia de la sección bruta de una losa respecto del eje que pasa por el centroide definido para el cálculo de  $\alpha$  y  $\beta t$ , mm<sup>4</sup>

El término C está relacionado al momento de inercia polar de la sección indicada en la figura 21. Para calcularlo se divide la sección en rectángulos simples cuya menor y mayor dimensión son x e y, respectivamente. Puesto que existen varias posibilidades para la división de la sección, se debe considerar aquella que maximice el parámetro C.

Para la determinación de la rigidez torsional de la viga de borde, se ha asumido que  $G_{cb}$ , es igual  $0.5 \cdot E_{cb}$ . En la tabla XIII se muestra el porcentaje de momento negativo exterior que es absorbido por la franja de columna. En casos intermedios, se interpola linealmente.

Tabla XIII. **Fracción del momento negativo exterior que corresponde a la franja de columna**

$l_2/l_1$		0.5	1.0	2.0
$(\alpha_{f1} * l_2/l_1) = 0$	$\beta_t = 0$	100	100	100
	$\beta_t \geq 2.5$	75	75	75
$(\alpha_{f1} * l_2/l_1) \geq 1.0$	$\beta_t = 0$	100	100	100
	$\beta_t \geq 2.5$	90	75	45

Fuente: ACI 318-08. p. 258.

### 3.5.7. Momentos en las columnas

Los momentos de diseño de las columnas que sostienen la losa dependen de su ubicación, las columnas exteriores, superior e inferior, se diseñarán para resistir todo el momento negativo proveniente de la losa repartida proporcionalmente a sus rigideces.

Las columnas interiores serán diseñadas para un momento proveniente de cargar el tramo adyacente de mayor luz, con toda la carga muerta y la mitad de la carga viva y el tramo de menor luz, solo con carga muerta. De este modo se obtiene:

$$M = 0.65 \frac{w_d + 0.50 * w_1 l_2 l_n^2}{8} - \frac{w'_d * l'_2 l'_n^2}{8}$$

Donde:  $w_d$ = Carga muerta en el tramo de mayor luz  
 $w_1$ = Carga viva en el tramo de mayor luz  
 $w'_d$ = Carga muerta en el tramo de menor luz  
 $l'_2$ = Luz del tramo menor perpendicular a la dirección de diseño.  
 $l'_n$ = Luz del tramo menor entre caras de apoyo.

En la expresión anterior, el factor 0.65 está referido a la fracción del momento estático total que es dirigido hacia los apoyos. Simplificando la relación anterior se llega a:

$$M = 0.081 w_d + 0.50 * w_1 l_2 l_n^2 - w'_d * l'_2 l'_n^2$$

Una porción de este momento es absorbida por la losa y el resto por las columnas. El código asume que la mayor parte del momento es asumida por las columnas y por ello sugiere para su diseño:

$$M = 0.07 w_d + 0.50 * w_1 l_2 l_n^2 - w'_d * l'_2 l'_n^2$$

Este momento es repartido entre las columnas sobre y bajo la losa, proporcionalmente a sus rigideces.

### **3.6. Losas apoyadas perimetralmente**

Estas son las que están apoyadas sobre vigas o muros en sus cuatro lados. Una característica estructural importante en los apoyos de estas losas es que su rigidez a flexión es mucho mayor que la rigidez a flexión de la losa; cuando las losas se apoyan en muros, se considera que estos tienen una rigidez a flexión infinita.

#### **3.6.1. Comportamiento y modos de falla**

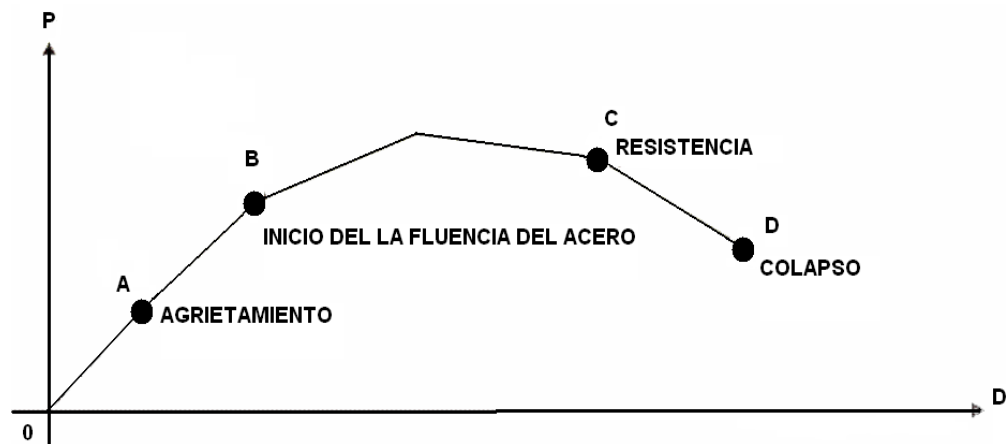
La grafica carga-deflexión en el centro del claro de una losa apoyada perimetralmente, ensayada hasta la falla, tiene la forma mostrada en la figura 26, en la que se distinguen las siguientes etapas.

- Etapa lineal 0 – A: 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.
- Etapa A – B: existe agrietamiento del concreto en la zona de tensión y los esfuerzos en el acero de refuerzo son menores que el límite de fluencia. La transición de la etapa 0 – A, a la etapa A – B es gradual, puesto que el agrietamiento del concreto se desarrolla paulatinamente desde las zonas de momento flexionantes máximos hacia las zonas de momentos flexionantes menores. Por la misma razón, la pendiente de la gráfica carga-deflexión en el tramo A – B, disminuye poco a poco.



- Etapa B – C: los esfuerzos en el acero de refuerzo sobrepasan 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.
- Rama descendente C – D: cuya amplitud depende, como en el caso de las vigas, de la rigidez del sistema de aplicación de cargas.

Figura 22. **Avance del agrietamiento y de la fluencia del refuerzo en distintas etapas de carga**



Fuente: elaboración propia.

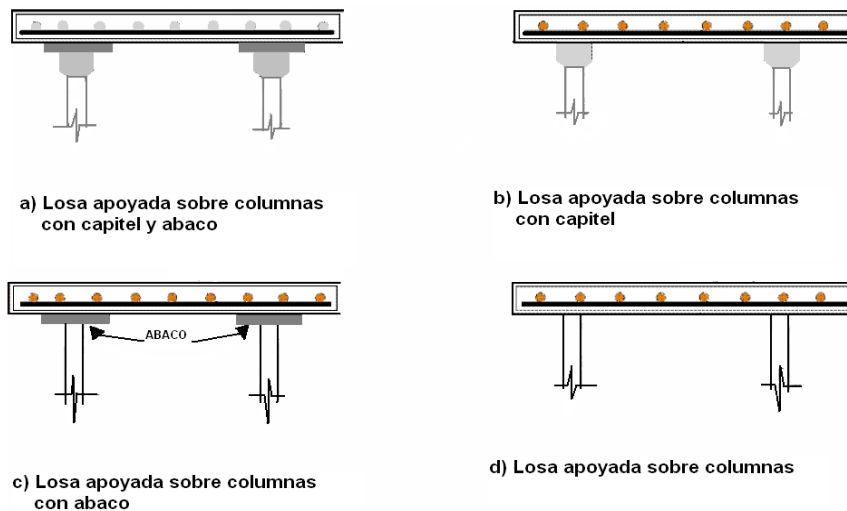
### 3.7. Losas planas

Las losas planas son aquellas que se apoyan directamente sobre las columnas, sin la intermediación de vigas, como se muestra en la figura 23. Pueden tener ampliaciones en la columna o en la losa como en las figuras 23 (a), 23 (b) y 23 (c), o por ser de peralte uniforme como en la figura 23 (d). A este último caso se les llama placas planas; las cuales 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 el nombre de encasetonadas o reticulares.

Las ampliaciones de las columnas en su parte superior se denominan capiteles. Tienen como función principal aumentar el perímetro de la sección crítica en cortante por penetración, acción que rige en muchas ocasiones el dimensionamiento de este tipo de losas.

Figura 23. **Distintos tipos de losas planas**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2006.

### 3.7.1. Comportamiento de las losas planas

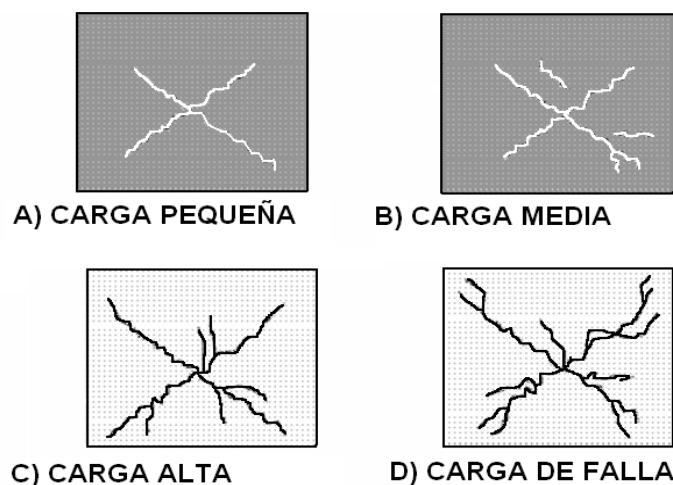
Las losas planas pueden fallar en cortante por penetración o por flexión; el primer tipo de falla consiste en la penetración de la columna dentro de la losa, formándose un cono o pirámide truncada. Con frecuencia el cortante por penetración es el factor crítico en el diseño de losas planas, especialmente cuando no se usan capiteles y ábacos.

Las fallas por flexión ocurren generalmente después de que las losas experimentan grandes deformaciones y de que el acero de refuerzo fluye en varias zonas, ya que son estructuras subreforzadas. Existen dos configuraciones básicas de agrietamiento: en una, las grietas se forman en la cara superior de la losa, a lo largo de los ejes de columnas y en la cara inferior a lo largo de los ejes centrales. En la otra configuración se forman grietas radiales que parten de las columnas en la cara superior de la losa y grietas circunferenciales en la cara inferior.

### 3.8. Comportamiento de sistemas de piso

Tanto en los ensayos como en los estudios analíticos se determinaron los momentos flexionantes en distintas secciones de las losas, vigas y columnas; se estudiaron los mecanismos de falla por flexión, por cortante y por torsión, en el caso de vigas de borde; y en los ensayos, se analizaron las deflexiones y el agrietamiento para distintos niveles de carga.

Figura 24. **Agrietamiento para distintos niveles de carga**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2006.

### **3.8.1. Influencia de las columnas**

Las columnas influyen sobre la distribución de momento en la losa, por la restricción que ejercen sobre las vigas y la losa, o sea, por el empotramiento parcial que proporcionan a estos elementos estructurales.

Si la rigidez flexionante de las columnas es grande en comparación con la rigidez flexionante de vigas y losa, entonces la restricción de las columnas en los extremos de la viga continua es grande, lo que causa que los momentos flexionantes en estos extremos sean relativamente grandes.

En cambio, si la rigidez flexionante de las columnas es pequeña en comparación con la de vigas y losa, la restricción y los momentos flexionantes en los extremos también son pequeños. Teóricamente, si la rigidez flexionante de las columnas es nula, los momentos en los extremos de la viga continua son nulos.

### **3.8.2. Efectos de la rigidez flexionante de las vigas**

La rigidez flexionante de las vigas, comparada con la rigidez flexionante de la losa, influyen en la distribución de momentos a lo ancho de la franja. Si las vigas son de peralte grande en comparación con el peralte de la losa, un gran porcentaje del momento total en una sección transversal dada es resistido por las vigas y un porcentaje pequeño, por la losa.

Dentro de estos dos casos, el peralte de la viga puede ser de cualquier valor y el momento total se distribuye entre la viga y la losa, de acuerdo con sus rigideces flexionantes.

### **3.8.3. Efectos de la rigidez torsionante de las vigas**

La rigidez torsionante de las vigas proporciona un empotramiento parcial a las losas. Su efecto es de especial importancia en los bordes del sistema de piso y en tableros interiores, cuando un tablero se encuentra cargado y el tablero adyacente descargado.

En el primer caso, cuando mayor sea la rigidez torsionante, mayores serán los momentos negativos. El segundo caso se analiza al estudiar el efecto del tipo de carga que se verá enseguida.

Para que en un sistema de piso exista el efecto de la rigidez torsionante de las vigas, es necesario que estas sean monolíticas con la losa y con las columnas. Si no se cumple la primera condición, las vigas no pueden restringir o empotrar a la losa, y no pueden desarrollarse momentos flexionantes en la losa en los bordes del sistema de piso.

Si la viga no es monolítica con las columnas, no pueden desarrollarse en ella momentos torsionantes, pues giraría libremente en sus extremos.

### **3.8.4. Peraltes mínimos para losas en dos direcciones**

El peralte mínimo de losas con o sin vigas que se extienden entre los apoyos en todas direcciones y que tengan una relación de claro largo a claro corto que no exceda a 2, debe ser:

$$h = \frac{L_n * (0.80 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.20)}$$

Pero no menor que 125 mm.

Donde:

$L_n$  = Luz libre medida entre caras de los apoyos, mm

$f_y$  = Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo, MPa

$\beta$  = Relación de la dimensión larga a corta de las luces libres para losas en dos direcciones

$\alpha_m$  = Valor promedio de relación entre la rigidez a flexión de una sección de viga y la rigidez a flexión de una franja de losa limitada lateralmente por los ejes centrales de los paneles adyacentes (si los hay) a cada lado de la viga ( $\alpha_f$ ), para todas las vigas en los bordes de un panel.

Para  $\alpha_m$  mayor que 2.0,  $h$  está dada por la siguiente ecuación y deberá ser menor que 90 mm:

$$h = \frac{L_n * (0.80 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 9 * \beta}$$

El ACI 318-08 establece en la sección 9.5.3.2, que el espesor mínimo de las losas sin vigas interiores que se extiendan entre los apoyos y que tienen una relación entre lados no mayor que 2, debe estar de acuerdo con lo requerido en la tabla X y no debe ser inferior que los siguientes valores:

- Losas sin ábacos como se definen en 13.2.5: 120 mm
- Losas con ábacos como se definen en 13.2.5: 100 mm

### **3.8.5. Refuerzo para losas en dos direcciones**

El refuerzo mínimo en losas debe ser el que se especifica en la tabla XII como refuerzo de contracción y temperatura. El espaciamiento del refuerzo no debe exceder de 2 veces el espesor de la losa, excepto en zonas aligeradas. En el caso de losas aligeradas debe colocarse refuerzo por contracción y temperatura en la capa superior del concreto.

El refuerzo por momento positivo perpendicular a un borde discontinuo debe prolongarse hasta el borde de la losa y tener una longitud de anclaje recta o un gancho de, por lo menos, 15 cm en las vigas perimetrales, los muros o las columnas. El refuerzo por momento negativo perpendicular a un borde discontinuo debe doblarse, formar ganchos o anclarse en otra forma en las vigas perimetrales, muros o columnas, para que desarrolle su tensión en la cara del apoyo.

Cuando la losa, no está apoyada en una viga perimetral o muro en un borde discontinuo, o cuando la losa se proyecte en voladizo más allá del apoyo, el anclaje del refuerzo puede hacerse dentro de la losa.

Para losas con vigas rígidas en las que  $\alpha \geq 1.0$  se presenta un problema, ya que una losa simplemente apoyada en sus cuatro bordes, con carga vertical, tiende a levantarse de sus esquinas. Para evitar que la losa se agriete por este efecto, se debe colocar un refuerzo especial de esquina en la parte superior y en la parte inferior de la losa, de tal magnitud que la resistencia a flexión sea igual al momento positivo máximo por unidad de ancho.





## **4. ESTUDIOS DE PATOLOGÍA DE LOSAS DE CONCRETO ARMADO**

### **4.1. Procedimiento y criterio para evaluación según ACI 437R-03**

El ACI 437R-03 establece en el capítulo 4, las siguientes consideraciones para la evaluación de la seguridad de estructuras existentes.

#### **4.1.1. Evaluación de la carga y condiciones del medio ambiente**

Un aspecto fundamental de cualquier evaluación de la resistencia, es la evaluación de las cargas y las condiciones ambientales a la que estructura ha estado y estará sometida. Estos deben ser definidos con precisión para que los resultados del proceso de evaluación de la resistencia sean realistas.

#### **4.1.2. Cargas muertas**

El peso propio de estructura se puede estimar usando dimensiones medidas en campo de la densidad de la estructura. Dimensiones obtenidas exclusivamente a partir de dibujos de diseño deben ser utilizadas con precaución, porque pueden existir diferencias significativas entre las dimensiones que se muestran en los dibujos de diseño y reales.

Del mismo modo, las diferencias pueden existir entre la densidad de material obtenido y las densidades reales en el lugar debido a variaciones en el contenido de humedad, y por otras razones. Si las diferencias en las densidades son sospecha, las muestras de campo deben ser analizadas.

#### **4.1.3. Cargas muertas superpuestas**

Cargas muertas superpuestas incluyen el peso de todos los materiales de construcción incorporados en el edificio, sin contar el peso propio de la estructura. Los ejemplos incluyen el peso de la planta arquitectónica y techos, tabiques, sistemas mecánicos y revestimiento exterior.

La magnitud de las cargas superpuestas se puede estimar mediante la realización de un estudio de campo de la construcción de los artículos y utilizando los valores apropiados para las cargas que se presentan en las especificaciones o de otras fuentes de referencia. Se debe considerar que las cargas superpuestas no pueden estar presentes en el momento de la evaluación, pero se aplican sobre la vida del edificio.

#### **4.1.4. Cargas viva**

La magnitud, la ubicación y orientación de cargas vivas en un componente estructural dependerán del uso previsto del edificio. El pasado, presente, y uso futuro de las condiciones que deben ser establecidas con precisión para proceder a supuestos, se puede hacer para la selección de las cargas vivas. Para el diseño deben utilizarse las cargas establecidas en el código de construcción local, como la carga mínima viva en la evaluación.

Al evaluar una estructura de servicio, se deben estimar las cargas vivas que se presenten durante las condiciones normales de ocupación del edificio. Las estimaciones de cargas vivas pueden ser obtenidas mediante la realización de encuestas detalladas en campo y la medición de cargas en otros edificios con ocupaciones similares.

En muchos casos, las cargas vivas son mucho menores que las cargas de diseño en directo, previsto en el código de construcción local.

#### **4.1.5. Cargas de lluvia**

En los techos a evaluar, se deben considerar las cargas de encharcamiento o acumulación de agua de lluvia, debidas a la naturaleza del perfil del techo, las desviaciones de los miembros estructurales, o evacuación de aguas pluviales inadecuadamente.

#### **4.1.6. Combinaciones de carga**

A los efectos de la fuerza evaluación, los factores de carga y combinaciones de carga deben ajustarse a las disposiciones del ACI 318, o al código de construcción local. Las múltiples combinaciones de carga son normalmente requeridas para evaluar plenamente el funcionamiento de la estructura. Filosofías de diseño estructural, los factores de carga y de carga combinaciones han cambiado considerablemente con el tiempo.

En muchos casos, la evaluación se está realizando en un edificio que fue diseñado para cumplir con un código de construcción local o ACI 318, código que ha sido reemplazado. Por lo tanto, puede no estar claro cuál es la edición del código de construcción local o ACI, o cuál será el adecuado para la evaluación.

Como regla general, si el objetivo de la evaluación es únicamente para determinar la adecuación estructural de un edificio para su uso previsto, la evaluación debe llevarse a cabo según el código actual.

Si el objetivo de la evaluación es determinar si un edificio fue diseñado correctamente, entonces la evaluación debería cumplir con el código en vigor en el momento del diseño. En los códigos de construcción, a menudo se reconoce que los edificios antiguos no pueden cumplir con los requisitos del código actual. La mayoría de los códigos de construcción incluyen disposiciones específicas para hacer frente a los edificios más antiguos.

#### **4.2. Selección del método adecuado de evaluación**

El método de evaluación depende de factores tales como el sistema de marco estructural, información disponible sobre sus actuales condiciones, y las consideraciones logísticas y económicas. Las opciones típicas son:

- Evaluación exclusivamente por el análisis
- Evaluación de pruebas de carga de análisis y en su lugar
- Evaluación por los análisis y ensayos de modelo en pequeña escala

##### **4.2.1. Evaluación exclusivamente por el análisis**

Para la evaluación únicamente por análisis se recomienda:

- Tener suficiente información disponible, o que pueda obtenerse por investigación de campo, sobre las características físicas, propiedades de los materiales y cargas previstas y comportamiento estructural.
- Que las pruebas de carga no sean viables o inseguras, debido a la magnitud de carga necesaria, la complejidad de las cargas y modalidades de los ensayos necesarios, o ambos.

- Como los miembros pueden ser susceptibles a la falla repentina, una prueba de carga en tal caso podría poner en peligro la seguridad de la estructura y las personas encargadas de la prueba. El incumplimiento por compresión (como columnas o arcos), de corte, o fondeadero suele ser repentino. Una evaluación analítica es apropiada si se cumple con todas las siguientes condiciones:
  - Como no existe una metodología aceptada para el análisis del tipo de sistema estructural bajo consideración, puede encontrarse información sobre los métodos de análisis para edificios de hormigón armado en el ACI 318 y los libros de texto en las reformas estructurales y análisis del hormigón armado.
  - Las características de los elementos estructurales y el modelo, se pueden determinar dentro de límites aceptables de error.
  - La angustia es limitada en magnitud o naturaleza, por lo que las incertidumbres introducidas en el análisis, no deben constituirse en la aplicación de una teoría excesivamente difícil.
  - El comportamiento no lineal de materiales y sistemas, si están presentes las condiciones de carga impuesta, es adecuadamente modelado. Ejemplos de comportamiento no lineal incluyen hormigón agrietado y deslizamiento de uniones, con un rendimiento de refuerzo. Las cargas de impacto o explosión también pueden inducir un comportamiento no lineal.

#### **4.2.2. Evaluación por análisis y pruebas de carga en el lugar**

En esta evaluación se dan las siguientes circunstancias:

- La complejidad del concepto de diseño y la falta de experiencia con los tipos de elementos estructurales presentes, pueden hacer que la evaluación por métodos de análisis sea impráctica o incierta.
- Las características de carga y materiales de la estructura elemento (s) no se pueden determinar fácilmente.
- El malestar existente introduce importantes incertidumbres en los parámetros necesarios para realizar una analítica evaluación.
- El grado de sospecha de deficiencias de diseño, material, o la construcción, no se pueden determinar fácilmente.
- Cuando haya dudas sobre la adecuación de la estructura de elementos para la carga nueva que excede al valor calculado, se debe revisar el diseño original.

#### **4.3. Daños estructurales**

En toda estructura debe asegurarse un comportamiento adecuado bajo las cargas que serán impuestas a ella, tanto gravitacionales como sísmicas; debe poseer una resistencia adecuada para soportar las cargas, rigidez para exhibir deformaciones tolerables y estabilidad al ser sometida a fuerzas verticales y horizontales.

Una evaluación pretende determinar el grado de seguridad que la estructura presenta ante la posibilidad de nuevos eventos que puedan afectarla, tomando en cuenta el riesgo de posibles daños en elementos no estructurales y/o en el sistema estructural previamente dicho. Los daños estructurales son los que afectan la estabilidad y/o la resistencia de la estructura; estos pueden ser menores, moderados, y mayores.

#### **4.3.1. Daños menores**

Son daños que no implican debilitamiento significativo del elemento, generalmente no necesitan reparación; por ejemplo: pequeñas fisuras, cortas y muy delgadas.

#### **4.3.2. Daños moderados**

Son daños significativos que han afectado la resistencia y/o la estabilidad del elemento; si se dan en forma aislada en algún elemento, la estructura total puede no ser peligrosa; si ocurre en forma generalizada, la estructura debe repararse globalmente.

#### **4.3.3. Daños mayores o severos**

Si el sistema estructural de un edificio ha sufrido daños mayores, la estructura se debe clasificar como insegura. Entre los daños mayores se pueden mencionar el colapso parcial o total de la estructura, edificaciones inclinadas o con asentamientos, paredes severamente agrietadas y/o desplomadas, losas, vigas o columnas falladas, pisos separados de su soporte vertical, juntas y conexiones que muestran fallas significativas, cimientos fracturados y cosas semejantes.

#### **4.3.4. Daños no estructurales**

Son daños que sufren los elementos que no forman parte del sistema estructural de la edificación, pero que si representan un riesgo para los ocupantes y áreas aledañas, la edificación puede ser clasificada como insegura; los daños de este tipo se pueden clasificar como daños arquitectónicos, sistemas electrónicos, etc.

#### **4.4. Evaluación de la resistencia de estructuras existentes ACI 318-08**

Las disposiciones del capítulo 20 del ACI 318-08, se aplican a la evaluación de las condiciones de seguridad de una estructura existente o parte de la misma, aplicable cuando:

- Se considera que la calidad de los materiales es deficiente
- Existen evidencias de fallas de construcción
- La estructura muestra cierto grado de deterioro
- Se modifica el destino de uso
- Por cualquier razón, la estructura o parte de ella no parece satisfacer las condiciones de seguridad de este reglamento

En casos en que sea factible ensayar los elementos de los cuales se tenga duda de su resistencia, es apropiado desarrollar un programa de estudios orientado a disipar las dudas específicas respecto de la seguridad.

Así también es conveniente que todas las partes involucradas acuerden, antes de la realización de una prueba de carga, la zona a ensayar, la magnitud de la carga a aplicar, el procedimiento para realizar la prueba de carga y los criterios de aceptación o rechazo.



#### **4.4.1. Determinación de las dimensiones y propiedades de los materiales**

Deben establecerse las dimensiones de los elementos en las secciones críticas según el ACI 318-08:

- En elementos individuales, se puede basar la ubicación del refuerzo en los planos disponibles si se realizan verificaciones puntuales para confirmar la información de los planos, para las secciones críticas la cantidad, tamaño, disposición y ubicación del refuerzo o tendones, o ambos, diseñados para resistir la carga aplicada. Son aceptables los métodos de investigación no destructivos. En grandes estructuras, puede ser suficiente determinar estos datos para un 5 % del refuerzo o tendones en las regiones críticas, siempre que las mediciones confirmen los datos proporcionados en los planos de construcción.
- El número de ensayos puede depender del tamaño de la estructura y de la sensibilidad de la seguridad estructural a la resistencia del hormigón para el caso analizado. En aquellos casos donde el problema potencial involucra solamente a las solicitaciones de flexión, la investigación de la resistencia del hormigón puede ser muy reducida en los casos de secciones armadas con pequeñas cuantías ( $\rho f_y / f'_c \leq 0,15$  para secciones rectangulares).
- Si se requiere, la resistencia del concreto debe basarse en resultados de ensayos de probetas o ensayos de núcleos extraídos en la parte de la estructura, cuya resistencia está en duda.

- El número de ensayos exigidos depende de la uniformidad del material, y debe ser determinado por el proyectista o diseñador estructural o por la autoridad fiscalizadora de acuerdo con la aplicación específica de que se trate.
- Si las dimensiones y propiedades del material requeridas se determinan a través de mediciones o ensayos, y si los cálculos se pueden realizar de acuerdo con lo que se estableció en lo anterior, se puede incrementar el valor de  $\phi$  respecto de los valores dados en la sección 9.3 del ACI 319-09, pero  $\phi$  no puede ser mayor a:
  - Secciones controladas por tracción, como se define en la sección 10.3.4 (1.0)
  - Secciones controladas por compresión como se define en 10.3.3
  - Elementos con espiral que cumplan con 10.9.3 (0.90)
  - Otros elementos reforzados: 0.80
  - Cortante y/o torsión: 0.80
  - Aplastamiento del concreto: 0.80

#### **4.4.2. Procedimiento para la prueba de carga**

Cuando se realice la prueba de carga es importante ubicar la carga en aquellos lugares en los cuales el efecto de su aplicación sobre la deficiencia supuesta sea máximo, y la probabilidad de que los elementos descargados colaboren absorbiendo parte de la carga aplicada. En los casos en los que el análisis demuestre que los elementos adyacentes descargados colaboran soportando algo de la carga, se debe modificar su ubicación, con el fin de producir efectos consistentes con el valor de la carga que se ha previsto que actúe sobre el elemento estructural a evaluar.

#### **4.4.3. Intensidad de la carga**

La carga total de la prueba (incluyendo la carga muerta ya presente) no debe ser menor que entre (a), (b), (c):

- $1.15D+1.5L+0.40(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
- $1.15D+0.90L+1.15(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
- $1.3D$

Donde:

D = Cargas muertas, o momentos y fuerzas internas correspondientes

L = Cargas vivas, o momentos y fuerzas internas correspondientes

Lr = Cargas vivas de cubierta, o momentos y fuerzas internas

R = Cargas por lluvia, o momentos y fuerzas internas

S = Cargas por nieve, o momentos y fuerzas internas

#### **4.4.4. Criterio de carga**

Se recomienda inspeccionar la estructura después de cada incremento de carga. El “efecto arco” se refiere a la tendencia de la carga a transmitirse en forma no uniforme a los elementos ensayados a flexión.

Por ejemplo, si una losa es cargada con un conjunto uniforme de ladrillos en contacto entre ellos, el “efecto arco” produciría una reducción de la carga sobre la losa cerca del centro de la misma.

Debe obtenerse el valor inicial de todas las mediciones de la respuesta que sean pertinentes (tales como deflexión, rotación, deformación unitaria, deslizamiento, ancho de fisura) no más de una hora antes de la aplicación del primer incremento de carga.

Las mediciones deben realizarse en ubicaciones donde se espere la respuesta máxima. Deben realizarse mediciones adicionales si así se requiere. Es recomendable inspeccionar la estructura antes de cada incremento de carga.

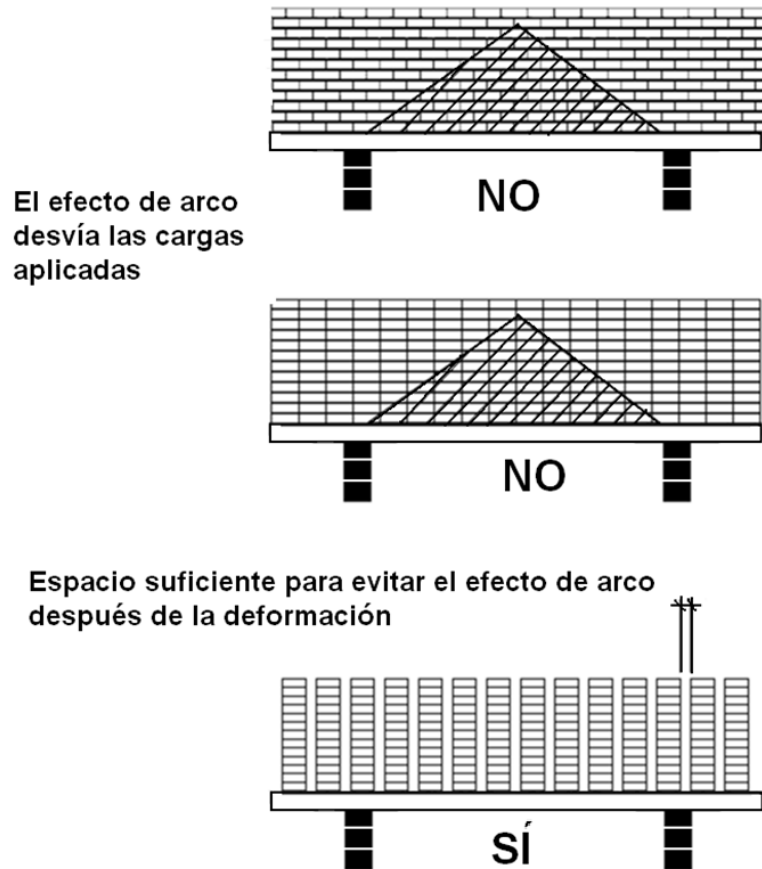
La carga uniforme de prueba debe aplicarse de manera que se asegure su distribución uniforme a la estructura o parte de la estructura que está siendo ensayada. Debe evitarse el efecto arco en la carga aplicada.

Debe realizarse un conjunto de mediciones de la respuesta después de que se coloca cada incremento de carga, y después de que se ha colocado el total de la carga sobre la estructura, por al menos 24 horas.

Es conveniente remover toda la carga de prueba inmediatamente después que se han realizado todas las mediciones de la respuesta definidas anteriormente.

Debe realizarse un conjunto final de mediciones de la respuesta, 24 horas después que se ha removido la carga de prueba.

Figura 25. **Forma correcta de carga**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2006.

#### 4.4.5. **Criterio de aceptación**

Un criterio general de aceptación para el comportamiento de una estructura en la prueba de carga es que la misma no debe mostrar “evidencias de falla”. La evidencia de la existencia de una falla incluye la aparición de fisuras, descascaramientos y/o flechas de tal magnitud y extensión, que el resultado observado sea claramente incompatible con los requisitos de seguridad de la estructura.

No se pueden desarrollar reglas simples, aplicables a todos los tipos de estructuras y condiciones. Si se ha producido un daño suficiente como para considerar que la estructura no ha superado la prueba de carga, no se permite volver a realizar una nueva prueba, dado que se considera que los elementos dañados no se deben poner en servicio, ni siquiera para soportar cargas menores.

Según el ACI 318-08 en la sección 20.5.2, las deflexiones máximas medidas deben satisfacer una de las siguientes condiciones:

$$\Delta_1 \leq \frac{l_t^2}{20000 h} \qquad \Delta_r \leq \frac{\Delta_1}{4}$$

Si la máxima medida y las deflexiones residuales,  $\Delta_1$  y  $\Delta_r$  no satisfacen las ecuaciones anteriores, se puede repetir la prueba de carga. La repetición de la prueba no debe realizarse antes de 72 horas desde la remoción de la carga correspondiente a la primera prueba.

La porción de la estructura ensayada en la repetición de la prueba debe considerarse aceptable si la recuperación de la deflexión  $\Delta_r$  satisface la condición:

$$\Delta_r \leq \frac{\Delta_2}{5}$$

Donde  $\Delta_2$  es la deflexión máxima medida durante la segunda prueba, relativa a la posición de la estructura al iniciar la segunda prueba.

#### **4.4.6. Disposiciones para la aceptación de cargas de servicio menores**

Excepto en el caso de aquellos elementos que hubieran fallado durante la prueba de carga, la autoridad fiscalizadora puede autorizar la utilización de una estructura o de un elemento, para un nivel menor de carga de servicio, siempre que juzgue, en función de los resultados de la prueba, que se trata de un procedimiento apropiado y seguro.

#### **4.4.7. Seguridad**

Según el ACI 318-08 en la sección 20.7, las pruebas de carga deben efectuarse de tal forma que existan condiciones seguras para la vida y para la estructura durante la prueba. Ninguna medida de seguridad debe interferir en los procedimientos de la prueba de carga ni afectar los resultados.





## **5. REFORZAMIENTO CON LÁMINA DE POLÍMERO REFORZADO CON FIBRAS DE CARBONO**

### **5.1. Reforzamiento a flexión**

El ACI 440.2R-02 establece en el capítulo 9 las siguientes consideraciones para el reforzamiento de estructuras de concreto armado existente a flexión.

#### **5.1.1. Información general**

Entre los tipos de fibras comúnmente utilizadas se tienen las de carbono y las de vidrio; estas son las que tienen excelentes características de resistencia mecánica, resistencia química y alto módulo de elasticidad a la tensión.

El reforzamiento con sistemas de platinas adheridas externamente a la superficie del elemento a reforzar con un adhesivo de altas características y el refuerzo adherido a la cara en tracción de un elemento de concreto armado, sometido a flexión con las fibras orientadas a lo largo de la longitud del elemento, proporcionarán un incremento en la capacidad a flexión.

Se referirá a la lámina de polímeros reforzados con fibra de carbono, con la abreviatura de CFRP, y a las fibras de polímeros reforzadas con la abreviatura de FRP.

### 5.1.2. Situación inicial

Para el cálculo de la resistencia a flexión de una sección reforzada con un sistema FRP aplicado externamente, deben hacerse las siguientes suposiciones:

- Los cálculos de diseño se basan en las dimensiones reales internas de la disposición del acero de refuerzo, y en las propiedades de los materiales de los miembros actuales que se están reforzando.
- Las deformaciones en la armadura y el concreto son directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro, es decir, una sección plana antes de la carga se mantiene plana después de la carga.
- No existe un deslizamiento relativo entre el refuerzo externo FRP y el concreto armado.
- La deformación de corte en la capa de adhesivo es despreciable, ya que la capa de adhesivo es muy delgada, con ligeras variaciones en su espesor.
- La máxima deformación utilizable de compresión en el concreto armado es de 0.003.
- La resistencia a la tracción del concreto armado es despreciable.
- El refuerzo de FRP tiene un comportamiento elástico lineal esfuerzo-deformación hasta la falla.

### **5.1.3. Sección sometida a corte**

Cuando el refuerzo de FRP se utiliza para aumentar la resistencia a flexión de un miembro, es importante verificar que el miembro sea capaz de resistir a las fuerzas de corte, asociado con el aumento de resistencia a la flexión. El potencial de falla a corte de la sección debe ser considerado al comparar la resistencia al corte de diseño de la sección con la resistencia del corte requerido.

### **5.1.4. Sustraer fuerzas existentes**

A menos que todas las cargas en un miembro, incluido el peso y las fuerzas de pretensado, se retiran antes de la instalación de refuerzo de FRP, el elemento sobre el cual se aplica el FRP estará con cierta deformación unitaria. Estas deformaciones deben ser consideradas como iniciales y deben ser excluidos de la deformación inicial en el FRP. El nivel de deformación inicial en el sustrato adherido  $\epsilon_{bi}$  se puede determinar a partir de un análisis elástico de los miembros existentes, teniendo en cuenta todas las cargas aplicadas en el elemento, durante la instalación del sistema de FRP.

## **5.2. Resistencia nominal**

El enfoque de la carga de diseño, requiere que la resistencia de diseño a flexión de un miembro debe superar su resistencia al momento requerido, como se indica en la ecuación. (5-1). La resistencia de diseño a flexión  $\phi M_n$  se refiere a la resistencia nominal del miembro multiplicado por un factor de reducción de resistencia, y el momento  $M_u$  se refiere a los efectos de carga calculada a partir de las cargas mayoradas (por ejemplo,  $\alpha_{DL} M_{DL} + \alpha_{LL} M_{LL} \dots$ ).

El ACI 440.2R-02 recomienda que la fuerza de momento requerido de una sección sea calculada mediante el uso de los factores de carga como es requerido por ACI 318. Además, el ACI 440.2R-02 recomienda el uso de los factores de reducción de la resistencia  $\phi$  requeridos por ACI 318, con un factor de reducción de resistencia adicional de 0.85 aplicado a la contribución de resistencia a la flexión del refuerzo FRP solo ( $\psi_f = 0.85$ ). (Ver la ecuación 5-2). Este factor de reducción adicional tiene por objeto dar cuenta de la menor fiabilidad del refuerzo de FRP, en comparación con el acero de refuerzo interno.

$$\phi M_n \geq M_u \quad (5-1)$$

La resistencia nominal a flexión de un elemento de concreto reforzado con FRP puede ser determinada con base en la compatibilidad de las deformaciones, equilibrio de fuerzas internas, y el modo de fallo que controla la estructura.

### **5.3. Modo de fallo**

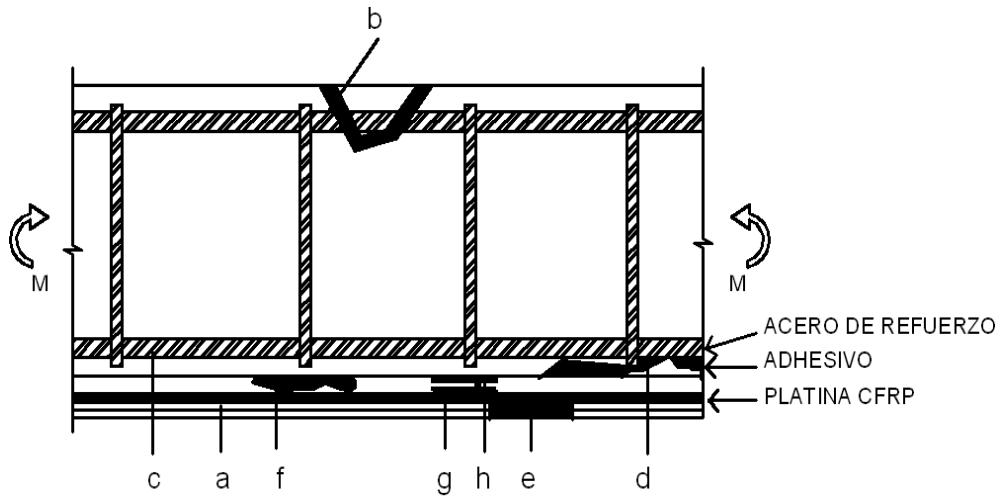
Una estructura con reforzamiento externo puede fallar en distintos sitios. Las figuras siguientes muestran el corte longitudinal de una sección reforzada a flexión en forma convencional, la cual fue reforzada exteriormente con CFRP en la zona de tracción. Los daños allí señalados pueden conducir a una falla inmediata del elemento o producir una falla local con efectos negativos en relación con su capacidad de servicio.

#### **5.3.1. Desconsolidación y los modos de fallo de uniones**

- Falla a tensión de la platina, rotura de la platina o tejido CFRP cuando se alcanza la resistencia a tensión de la platina.

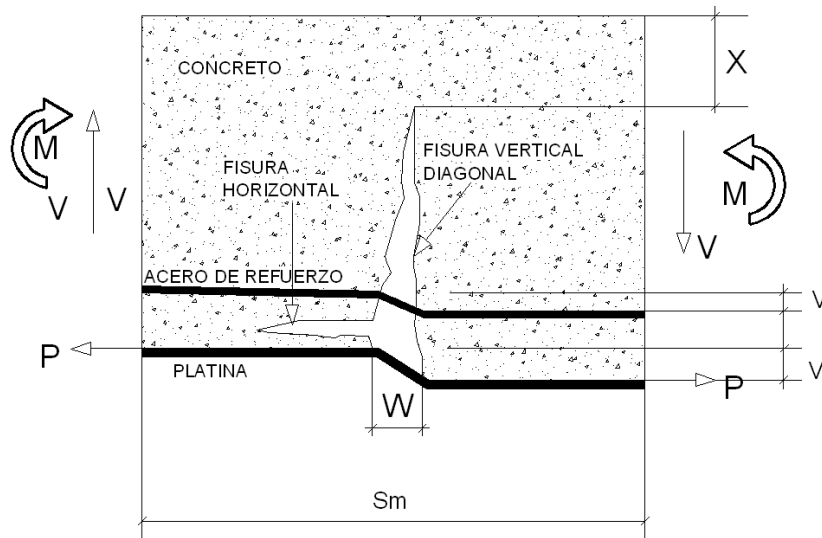
- Aplastamiento del concreto armado en la zona a compresión, falla de la zona de compresión del concreto armado, cuando es alcanzada la máxima deformación a compresión.
- Fluencia del acero o rotura del acero, cuando excede la deformación a fluencia en el acero de refuerzo o cuando se alcanza su resistencia a la fatiga.
- El desprendimiento del concreto armado en la zona de tracción y el CFRP, que debido a un desplazamiento vertical de la superficie inferior de la losa por irregularidades locales debidas a la insuficiente preparación de la superficie y/o por desplazamientos relativos de las paredes de las fisuras por fuerzas de corte, puede causar deflexión local de la platina. Otra forma de desprendimiento es en la zona del final del CFRP por “desgarramiento”, efecto relacionado con el anclaje o desarrollo del CFRP.
- Rotura interlaminar, si es sobrepasada la resistencia al corte en el CFRP, esta falla a lo largo de las fibras y se forma una rotura interlaminar.
- Falla en la unión entre la lámina y la capa de adhesivo, se produce una rotura por cohesión en la capa de adhesivo si los esfuerzos de corte en esta zona son muy grandes.
- Falla de adhesión (superficie de la lámina CFRP), se puede presentar fallas de adherencia en la capa límite CFRP-pega.

Figura 26. **Corte transversal de un elemento con reforzamiento, posibles tipos de fallas**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2006.

Figura 27. **Salto en una fisura por flexión debido a grandes esfuerzos de corte**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2006.

El modo de fallo más común es el de aplastamiento del concreto; se supone que ocurrirá si la deformación de compresión en el concreto armado alcanza su deformación máxima utilizable ( $\epsilon_c = \epsilon_{cu} = 0.003$ ).

La rotura del laminado de FRP se supone que ocurrirá si la deformación en el FRP llega al límite de su diseño ( $\epsilon_f = \epsilon_{fu}$ ), antes de que el concreto armado alcance su deformación máxima utilizable.

La deslaminación o pérdida de adherencia FRP puede ocurrir si la fuerza en el FRP no puede ser sostenida por el elemento.

A fin de evitar la pérdida de adherencia del laminado de FRP, la limitación de la deformación desarrollada por el laminado, está dada por la ecuación (5-2); esta da una expresión para un coeficiente de unión dependiente  $k_m$ .

$$k_m = \begin{cases} \frac{1}{60\epsilon_{fu}} \left( 1 - \frac{nE_f t_f}{360,000} \right) \leq 0.90 & \text{de } nE_f t_f > 180,000 \\ \frac{1}{60\epsilon_{fu}} \left( \frac{90,000}{nE_f t_f} \right) \leq 0.90 & \text{de } nE_f t_f > 180,000 \end{cases} \quad \text{SI (5 - 2)}$$

El término  $k_m$ , expresada en la ecuación. (5 - 2), es un factor no mayor de 0.90 que puede ser multiplicado por la fuerza a la rotura del laminado de FRP, para llegar a una limitación de la deformación para evitar pérdida de adherencia.

El número de capas  $n$  utilizadas en esta ecuación es el número de capas de refuerzo de FRP a flexión en el lugar, a lo largo de la longitud del miembro donde se calcula la fuerza de momento.

Este término reconoce que los laminados con mayor rigidez son más propensos a la delaminación. Por lo tanto, como la rigidez es aumentada por el laminado, la limitación de la deformación se vuelve más grave.

Para laminados con una rigidez  $nE_f t_f$  superior a 1,000,000 libras / pulgada (180,000 N / mm);  $k_m$  es el límite de resistencia en el laminado, en comparación con el nivel de resistencia requerida.

Esto efectivamente establece un límite superior de la fuerza total que se puede desarrollar en un laminado de FRP, sin importar el número de capas.

La anchura de la lámina FRP no está incluida en el cálculo de la rigidez de la unidad,  $nE_f t_f$ , ya que un aumento en la anchura de los resultados de FRP lleva a un incremento proporcional en el área de unión.

El término  $k_m$  solo se basa en una tendencia general y reconocida en la experiencia de los ingenieros en ejercicio, en el diseño de sistemas FRP.

El comité ACI 440.2R-02 recomienda el uso de la ecuación. (5 - 2) para limitar la deformación en la FRP y evitar la deslaminación.

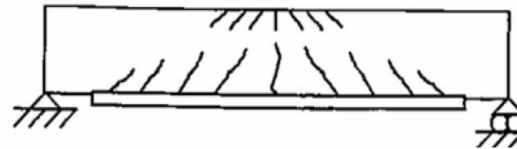


Figura 28. **Comportamiento uniones**

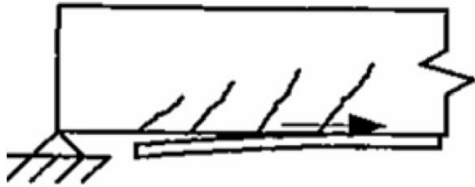
Rotura del laminado



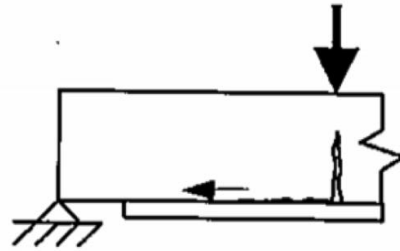
Rotura por aplastamiento del concreto armado



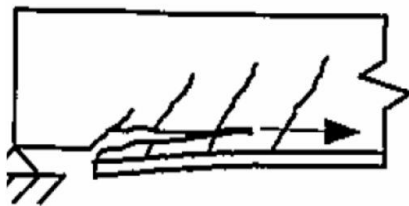
Despegue extremo en la interfaz



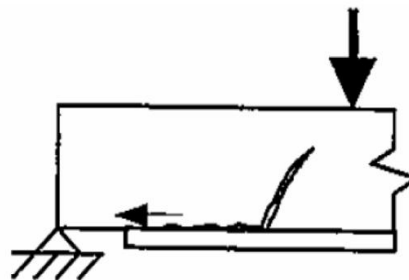
Despegue intermedio producido por una fisura producida por flexión



Despegue extremo en la interfaz por cortante



Despegue intermedio a partir de una fisura por combinación de flector-cortante



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2006.

### 5.3.2. Grado de deformación en el de refuerzo FRP

Es importante determinar el nivel de deformación en el refuerzo FRP en el estado límite último, dado que los materiales FRP son linealmente elásticos hasta la falla; el nivel de deformación en el FRP determinará el nivel de esfuerzo desarrollado en este.

El nivel de deformación máxima que se puede lograr en el refuerzo de FRP se registrará tanto por el nivel de deformación desarrollada en el FRP o en el momento en que se aplasta el concreto, el punto en que se rompe el FRP, o el punto en el que ocurre la desunión FRP del elemento.

Esta deformación máxima o el nivel de deformación eficaz en el refuerzo de FRP en el estado límite último, se puede encontrar a partir de la ecuación (5 - 3).

$$\varepsilon = \varepsilon_{cu} \frac{h-c}{c} - \varepsilon_{bi} \leq k_m \varepsilon_{fu} \quad (5 - 3).$$

### 5.3.3. Nivel de esfuerzo en el refuerzo FRP

El nivel de esfuerzo eficaz en el refuerzo FRP es el máximo nivel de deformación que puede ser desarrollado en el refuerzo FRP, antes de la falla de flexión de la sección. Este nivel de esfuerzo puede ser encontrado desde un grado deformación en el FRP, asumiendo un comportamiento perfectamente elástica.

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe} \quad (5 - 4)$$

#### 5.3.4. Requisitos de ductilidad

El uso de refuerzo exterior de FRP para el reforzamiento a flexión reduce la ductilidad de los miembros originales. En algunos casos, las secciones experimentan una pérdida significativa de la ductilidad o la pérdida de ductilidad que puede ser insignificante; sin embargo, deben ser chequeadas para mantener un grado suficiente de ductilidad, el nivel de deformación en el acero en el estado límite último debe ser revisado. El FRP pretende incrementar la ductilidad en la estructura en donde es aplicado como un método de refuerzo.

La ductilidad adecuada se logra cuando la deformación en el acero en el punto de concreto armado es agrietado o se da una falla en la FRP, incluyendo delaminación o pérdida de la unión, la cual es por lo menos de 0.005, de acuerdo con la definición de una sección controlada por la tensión. El enfoque adoptado por esta guía sigue la filosofía del ACI 318-2008, apéndice B, donde una sección con baja ductilidad debe compensar con una de mayor reserva de fuerza.

La reserva más alta de la fuerza se consigue aplicando un factor de reducción de fuerza de 0.70 a secciones frágiles, frente a 0.90 para las secciones dúctiles. Por lo tanto, un factor de reducción de la fuerza dada por la ecuación. (5 - 5) se debe utilizar;  $\epsilon_s$  es la deformación en el acero en el estado límite último.

$$\phi = \begin{cases} 0.90 & \text{de } \epsilon_s \geq 0.005 \\ 0.70 + \frac{0.20(\epsilon_s - \epsilon_{sy})}{0.005 - \epsilon_{sy}} & \text{de } \epsilon_{sy} < \epsilon_s < 0.005 \\ 0.70 & \text{de } \epsilon_s < \epsilon_{sy} \end{cases} \quad (5 - 5)$$

Esta ecuación establece el factor de reducción a 0.90 para secciones dúctiles y 0.70 para secciones frágiles, donde el acero no cede, y proporciona una transición lineal para el factor de reducción entre estos dos extremos (figura 30).

Los elementos reforzados deben ser dimensionados para mantener un cierto nivel de ductilidad. En oposición a las fallas repentinas que son típicas para las secciones frágiles, una falla de un elemento dúctil es precedida por largas deflexiones, proporcionando una indicación visible de distensión para prevenir a sus ocupantes. En consecuencia, es requerida una verificación adecuada de la ductilidad a flexión, que asegure una deformación significativa previa a la falla. Se ha recomendado aquí que la deformación del acero calculada en el momento de la falla del elemento sea al menos 0.0035 (1.7 veces la deformación a fluencia en el acero).

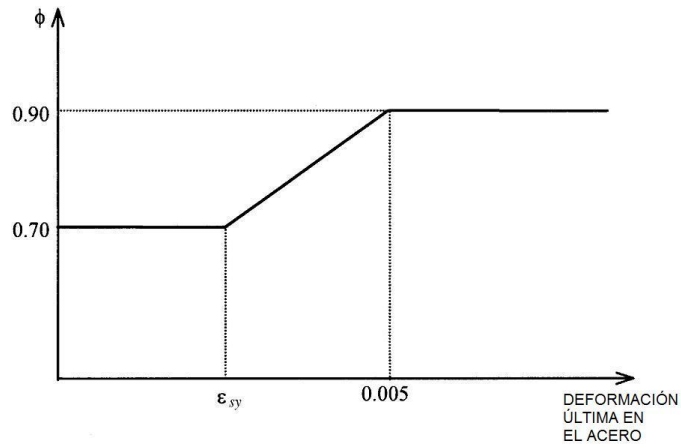
### **5.3.5. Servicio**

El mantenimiento de un miembro (flexiones, los anchos de fisura) bajo cargas de servicio debe cumplir con las disposiciones aplicables de ACI 318. El efecto del refuerzo FRP externo en el servicio puede ser evaluado mediante el análisis de la sección transformada.

Para evitar deformaciones inelásticas de los miembros de concreto armado reforzado con refuerzo externo FRP; el refuerzo interno de acero existente debe estar por debajo de las carga de servicio. La deformación en el acero bajo carga de servicio debe ser limitada al 80% del límite elástico, como se muestra en la ecuación. (5 - 6).

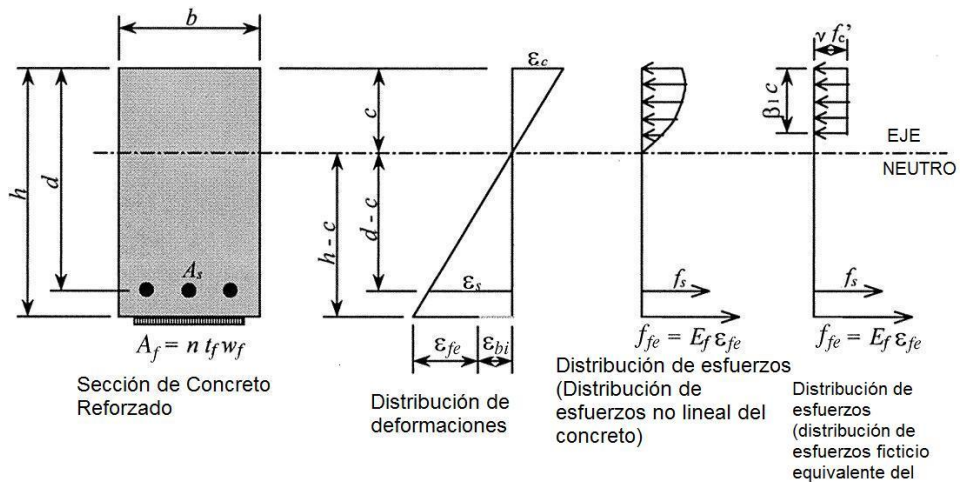
$$f_{s,s} \leq 0.80f_y \quad (5 - 6)$$

Figura 29. **Representación gráfica de la reducción de factor de resistencia en función de la ductilidad**



Fuente: ACI 440.2R-02. p. 23.

Figura 30. **Deformación interna y la distribución de los esfuerzos para una sección rectangular a flexión en la etapa final**



Fuente: ACI 440.2R-02. p. 23.

### **5.3.6. La ruptura por fluencia y la fatiga en los límites de la resistencia**

Para evitar la ruptura por fluencia del refuerzo FRP bajo esfuerzos sostenidos o el fallo debido a los esfuerzos cíclicos y la fatiga del FRP, los niveles de esfuerzo en el refuerzo FRP bajo estas condiciones debe ser revisado. Debido a que estos niveles de esfuerzo se encontrarán dentro del rango de respuesta elástica de los miembros, los esfuerzos se pueden calcular mediante el uso de un análisis elástico.

La investigación ha indicado que los refuerzos FRP pueden sostener 0.30, 0.47 y 0.91 veces su resistencia a la rotura, antes de encontrarse con un problema de ruptura por fluencia (Yamaguchi et al., 1997). Para evitar el fallo de un miembro reforzado con FRP debido a la ruptura por fluencia y la fatiga de la FRP, los límites de esfuerzo de estas condiciones deben ser impuestos en el refuerzo de FRP.

El nivel de esfuerzo en la armadura y el FRP se puede calcular utilizando un análisis elástico y un momento aplicado por todas las cargas sostenidas (cargas muertas y la parte constante de la carga viva), más el momento máximo inducido en un ciclo de carga de fatiga (figura 30).

El esfuerzo sostenido debe limitarse como se expresa en la ecuación (5-7) para mantener la seguridad. Los valores de los niveles seguros de esfuerzo cíclico constante más se presentan en la tabla XIV. Estos valores se basan en la esfuerzo de los límites establecidos con un factor de seguridad impuesto de 1/0.60.

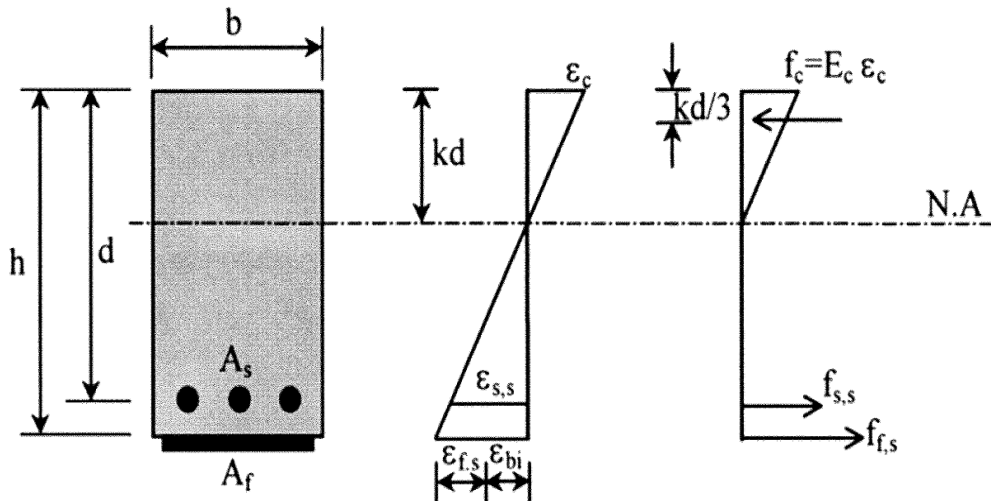
$$\text{Límite de esfuerzo sostenido} \geq f_{f,s}$$

Tabla XIV. Límites de esfuerzo cíclico sostenido bajo cargas de servicio en refuerzo de FRP

Tipo de esfuerzo	Tipo de fibra		
	Vidrio FRP	Aramida FRP	Carbón FRP
Límite de esfuerzo cíclico sostenido	$0.20 f_{fu}$	$0.30 f_{fu}$	$0.55 f_{fu}$

Fuente ACI 440.2R-02. p. 24.

Figura 31. Deformación elástica y la distribución del esfuerzo



Fuente ACI 440.2R-02. p. 24.

## **5.4. Aplicación a una sección rectangular reforzado por separado**

Para ilustrar los conceptos presentados en este capítulo, en esta sección se describe la aplicación de estos conceptos por separado a una sección reforzada rectangular.

### **5.4.1. La ruptura por fluencia y la fatiga en los límites del esfuerzo**

La figura 30 ilustra la deformación interna y distribución de esfuerzos de una sección rectangular a flexión en el estado límite último. El procedimiento de cálculo utilizado para llegar a la resistencia última debe satisfacer compatibilidad de las deformaciones y equilibrio de fuerzas y considerar el modo que gobierna del falló. Varios procedimientos de cálculo se pueden derivar para satisfacer estas condiciones.

El procedimiento de cálculo descrito en este documento es uno de los procedimientos que ilustra un método de ensayo y error. El procedimiento de ensayo y error consiste en seleccionar una profundidad que supone el eje neutro  $c$ , calcular el nivel de esfuerzo en cada material con compatibilidad de las deformaciones, calcular el nivel de deformación asociado a cada material, y mantener el control interno de equilibrio de fuerzas. Si las resultantes de la fuerza interna no se equilibran, la profundidad del eje neutro debe ser revisada y se repite el procedimiento.

Para cualquier profundidad supuesta en el eje neutro  $c$ , el nivel de deformación en el refuerzo FRP puede ser calculado a partir de la ecuación (5 - 3), la cual se presenta de la siguiente manera para su conveniencia.



Esta ecuación considera el modo de fallo que gobierna a la profundidad del eje neutro donde se supone que ocurrirá. En el primer término de la ecuación de controles, el concreto armado en esta zona es controlado por el fallo por aplastando debido a la flexión. El segundo término el FRP (falla por rotura o pérdida de adherencia) controla el fallo a la flexión de la sección.

$$\varepsilon = \varepsilon_{cu} \frac{h - c}{c} - \varepsilon_{bi} \leq k_m \varepsilon_{fu} \quad (5 - 3)$$

El nivel de esfuerzo eficaz en el refuerzo de FRP se puede encontrar desde el nivel de deformación en el FRP, asumiendo un comportamiento perfectamente elástico.

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe} \quad (5 - 4)$$

Con base en el nivel de deformación en el refuerzo de FRP, el nivel de deformación en la armadura a la tracción no pretensada se puede encontrar a partir de la ecuación. (5-8) con compatibilidad de las deformaciones.

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi} \frac{d - c}{h - c} \quad (5 - 8)$$

El esfuerzo en el acero se calcula a partir del nivel de deformación en el acero, asumiendo un comportamiento elástico-plástico.

$$f_s = E_s \varepsilon_s \leq f_y \quad (5 - 9)$$

Con el nivel de esfuerzo y la deformación en el refuerzo de fibra y acero, para determinar la profundidad para un eje neutro asumido, el equilibrio de fuerzas internas puede comprobarse mediante la ecuación. (5-10).

$$c = \frac{A_s * f_s + A_f * f_{fe}}{\gamma f_c \beta_1 b} \quad (5 - 10)$$

Los términos  $\gamma$  y  $\beta_1$  en la ecuación. (5 - 10) son los parámetros que definen un bloque rectangular de esfuerzos en el concreto armado, equivalente a la real distribución no lineal de los esfuerzos. Si el agrietamiento del concreto armado es el modo que controla (antes o después de que el acero ceda),  $\gamma$  y  $\beta_1$  se puede tomar como los valores asociados con el bloque de deformación Whitney ( $\gamma = 0.85$  y  $\beta_1$ , de la sección 10.2.7.3 de ACI 318). Las consideraciones para el cálculo fueron: si se da la ruptura de FRP por delaminación o se produce la desunión del elemento y FRP; si ocurre una falla de control, el bloque de deformación Whitney dará resultados razonablemente precisos.

Por otra parte, teniendo en cuenta los métodos de una distribución de deformaciones no lineales en el concreto también se puede utilizar la profundidad real del eje neutro  $c$ , el cual se encuentra simultáneamente; se satisfacen las ecuaciones. (5 - 3), (5 - 4), (5 - 8), (5 - 9) y (5 - 10), estableciendo así el equilibrio de fuerzas internas y compatibilidad de las deformaciones.

La resistencia nominal a la flexión de la sección con FRP refuerzo externo, puede ser calculada a partir de la ecuación. (5 -11). Un factor de reducción adicional  $\psi_f$  se aplica a la contribución resistencia a la flexión del refuerzo de FRP. Para un factor  $\psi_f = 0.85$  es recomendable:

$$M_n = A_s f_s \left( d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + \psi_f A_f f_{fe} \left( h - \frac{\beta_1 c}{2} \right) \quad (5 - 11).$$

#### 5.4.2. El esfuerzo del acero bajo cargas de servicio

El nivel de esfuerzo en la armadura de acero se puede calcular sobre la base de un análisis de la sección reforzada de concreto armado, como se indica en la ecuación. (5 - 12).

$$f_{s,s} = \frac{M_s + \varepsilon_{bi} A_f E_f h - \frac{kd}{3} (d - kd) E_s}{A_s E_s d - \frac{kd}{3} d - kd + A_f E_f h - \frac{kd}{3} (h - kd)} \quad (5 - 12)$$

La distribución del esfuerzo y la deformación en la sección de concreto armado se muestra en la figura 30. Similar a la de concreto armado convencional, la profundidad del eje neutro en servicio  $kd$  se puede calcular tomando el primer momento de las áreas de la sección transformada. El área transformada del FRP se obtiene multiplicando el área de FRP por la relación modular del FRP al concreto armado. Aunque este método ignora la diferencia en el nivel de deformación inicial de la FRP, el nivel de deformación inicial no tiene gran influencia en la profundidad del eje neutro en el rango de respuesta elástica de los miembros.

El esfuerzo en el acero bajo cargas de servicio, puede ser calculado a partir de la ecuación. (5 - 12); debe compararse con los límites descritos en la sección de servicio, los cuales deben poseer una estructura.

#### 5.4.3. El esfuerzo en el FRP bajo cargas de servicio

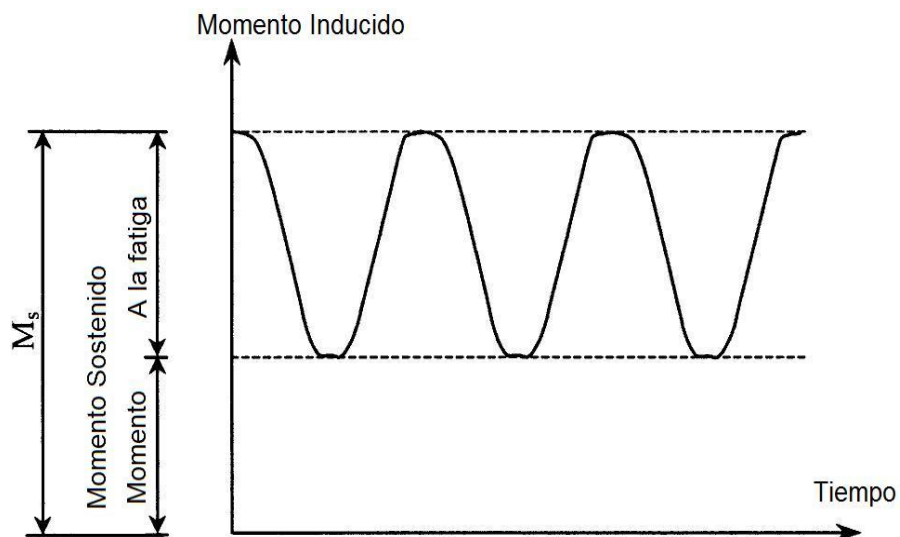
El nivel de esfuerzo en la armadura de FRP se puede calcular usando la ecuación. (5 - 13) con  $f_{f,s}$  y la ecuación (5 - 12).

El  $M_s$  es igual al momento debido a todas las cargas sostenidas (carga muerta y la parte constante de la carga viva), más el momento máximo inducido en un ciclo de carga de fatiga, como se muestra en la figura 32. La ecuación (5 - 13) da el nivel de esfuerzo en la armadura de FRP, en un momento aplicado en el rango de respuesta elástica de los miembros.

$$f_{f,s} = f_{s,s} \frac{E_f}{E_s} \frac{h - kd}{d - kd} - \epsilon_{bi} E_f \quad (9 - 13)$$

El esfuerzo en el FRP bajo cargas de servicio, calculado a partir de la ecuación. (5 - 13) debe compararse con los límites descritos en la sección de la ruptura por fluencia y la fatiga en los límites del esfuerzo.

Figura 32. **Ilustración del nivel de momento se aplica a utilizar para comprobar los límites de tensión en la armadura de FRP**



Fuente ACI 440.2R-02. p. 25.

## **5.5. Estado límite de servicio**

Los estados límites de servicio de elementos estructurales reforzados mediante materiales compuestos, se describen en términos de limitaciones de flecha y de anchura de fisura. Existen numerosas formulaciones empíricas presentes en la literatura para determinar el ancho de fisura máximo y la rigidez de este tipo de estructuras, dependiendo de numerosos parámetros: módulo de deformación del material compuesto, su sección y espesor, tipo y espesor de resina empleada en la interfaz, etc.

Un criterio sencillo y conservador para verificar los estados límites de servicio sería la aplicación de los criterios usualmente aceptados para el concreto armado (los mecanismos adherentes que se desarrollan entre el acero interior y el concreto armado, son menos eficaces que los experimentados en los refuerzos mediante laminados compuestos, observándose en los últimos una figuración más distribuida y de menor ancho).

### **5.5.1. Verificación de deflexiones**

Como ya es una pequeña cantidad de FRP externa, aumenta significativamente la carga de rotura; las pequeñas áreas transversales son necesarias para el estado límite último. Como también el módulo de elasticidad del FRP puede ser relativamente bajo, esto resulta en una rigidez axial baja.

Esta rigidez es a menudo insuficiente limitar curvaturas y deformaciones de la viga reforzada con carga de servicio, y la necesidad puede que aumentar para cumplir con las cargas de servicio

### **5.5.2. Verificación de los anchos de fisura**

Para proteger el acero interior y para garantizar la funcionalidad del miembro, los anchos de grietas deben ser limitados. Para que los elementos reforzados, y prevenir que nuevas grietas aparecerán en el medio de las grietas existentes.

## **6. ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LABORATORIO**

### **6.1. Procedimiento y secuencia de los cálculos obtenidos en laboratorio**

En este trabajo se estableció el comportamiento de losas ensayadas por razón del ensayo de flexión pura mediante diferentes niveles de carga; para ello se llevó a cabo un procedimiento experimental, que se realizó en el laboratorio de prefabricados de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala; determinando las deformaciones de este a diferentes cargas hasta la falla, tomando como punto principal alcanzar un nivel de deformación permisible.

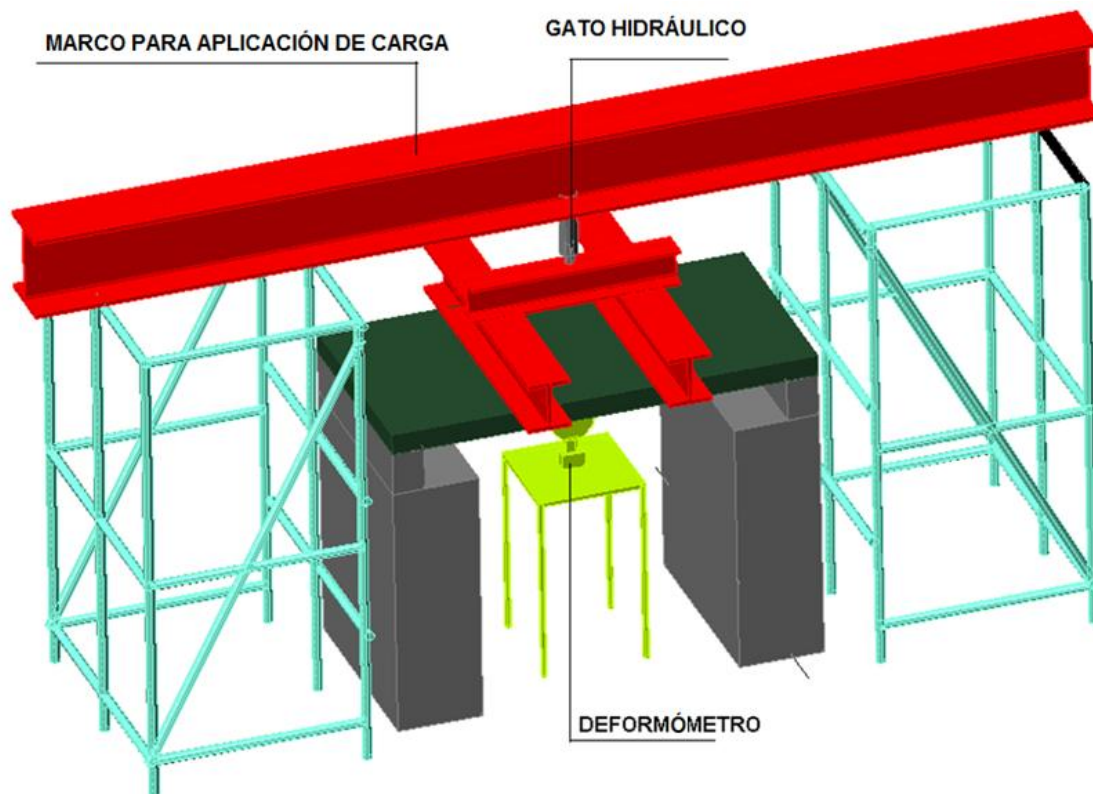
El objetivo es inducir la utilización de materiales no convencionales en la construcción, que ha sido estudiada durante los últimos años con el propósito de implementar técnicas que permitan el desarrollo de construcciones más económicas y eficientes; tal es el caso de los materiales destinados al reforzamiento estructural que no solo pretende restablecer las características estructurales, sino también mejorarlas mediante este método de reforzamiento.

En este trabajo se presenta la determinación experimental de curvas de comportamiento de los componentes de un sistema constructivo, reforzado mediante láminas reforzadas con polímeros y un método experimental con cable acerado flexible multifilar, mediante la aplicación de una metodología de una serie de ensayos.

Para la elaboración de este ensayo, se recopilaron normas referentes a la evaluación de elementos de concreto armado y métodos de reforzamiento.

Las losas fueron sometidas a ensayos de flexión pura, poseen las siguientes características geométricas: 1.00 m de ancho, 2.00 m de largo y 0.10 m de espesor. La configuración de los ensayos aplicados a flexión, de los paneles tipo losas bajo cargas simétricas, se realiza a dos tercios del tramo, como se muestra en la siguiente figura.

Figura 33. **Configuración de ensayo**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD, 2006.



### 6.1.1. Fundamento teórico

El proceso de ensayo buscaba alcanzar la deformación permisible. Las consideraciones para el cálculo del ensayo, a someterlas a dicha deformación, son las siguientes: el valor de la resiliencia se encuentra dentro de un rango de 40 al 60% del último esfuerzo en el rango lineal que se aprecia en la gráfica. Se utilizó la combinación de cargas de acuerdo con el apéndice C, del código ACI 318-08:

$$U=1.40D+1.7L$$

La carga viva se tomó conforme el código IBC 2003, tabla 1607.10, numeral 25, para uso de oficina equivalente a 50 PSF (250 kg/m<sup>2</sup>). La carga muerta no fue considerada para el cálculo del estado inicial de deformaciones.

La deformación permisible se calculó con base en el código ACI 318-08, tabla 9.5 (b), para entresijos que no soporten equipos que sufran daños por deformaciones excesivas:

- $D_f \text{ per} = L/180$
- Carga de colapso =  $C_c$
- Carga última =  $0.90 C_c$
- Carga de diseño =  $0.50 C_u$
- Carga de trabajo =  $0.50 C_d$
- Carga de resiliencia =  $0.50 C_t$

Características de la losa:

$$L = 2.00 \text{ mts}$$

$$D = 1.00 \text{ mts}$$

$$f_y = 2810 \text{ kg/m}^2$$

$$f_c = 210 \text{ kg/m}^2$$

$$T=L/20 = 2/20 = 0.10 \text{ mts}$$

$$CV = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$Cm = 240 \text{ kg/m}^2$$

Área de acero mínima por temperatura:

$$ATS = 0.002 \cdot Ag$$

$$ATS = 0.002 \cdot 10 \cdot 200 = 4 \text{ cm}^2 \text{ aproximadamente igual } 6\#3$$

$$ATS = 0.002 \cdot 10 \cdot 100 = 2 \text{ cm}^2 \text{ aproximadamente igual } 3\#3$$

Área de acero mínima por flexión:

$$As_{\min} = L \cdot t \cdot 0.40 (14.10 / f_c) / f_y = 0.40 \cdot 7.50 \cdot 10 (14.10 / 2810) = 1.50 \text{ cm}^2$$

Utilizando barras #3 = 0.71 cm<sup>2</sup>, entonces serán 3 # 3 con área aproximada de 2.11 cm<sup>2</sup>

Tabla XV. **Tabla resumen**

Descripción	Cantidad	Unidad
Luz	2	m
T	0.10	m
CV	250.00	Kg/m <sup>2</sup>
Factor mayor CM	1.70	
Cm	240.00	Kg/m <sup>2</sup>
Facto mayor CV	1.40	
Def. permisible	11.11	mm

Fuente: elaboración propia.

Figura 34. **Construcción de losas a ensayar**



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería, sección de estructuras.

## 6.2. Resultados y discusión

La configuración del sistema permite definir un modo de falla particular, el cual por flexión pura se configura de tal forma, que la deformación máxima del elemento puede ocurrir al centro de la luz libre de este, como se puede observar en la siguiente figura.

Figura 35. **Modo de ensayo a flexión a tercios de tramo total**



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería, sección de estructuras.

### 6.2.1. Resultados de ensayo losa reforzada con reforzamiento externo de cable flexible

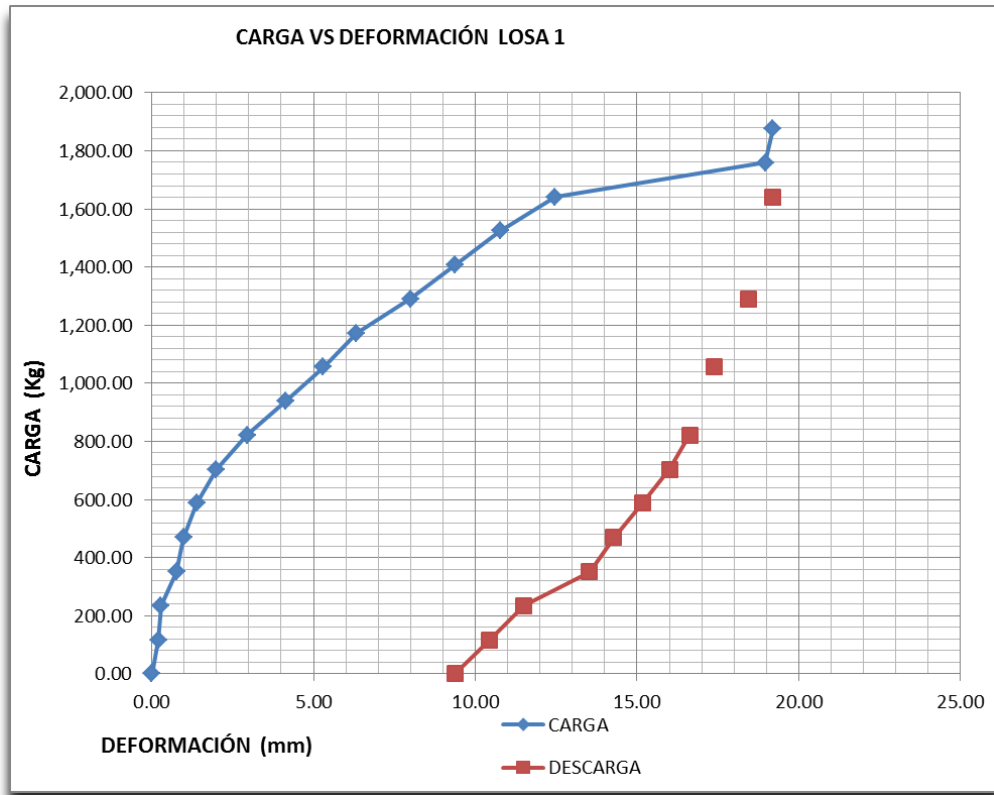
El procedimiento de ensayo consiste en llevar la losa a su punto de falla, y luego proceder a instalar el cable flexible y demostrar que este sí puede recuperar o mejorar la resistencia de esta losa; la instalación de estos cables consiste en perforar cuatro agujeros en la losa por donde se introducirá parte del cable que en sus extremos tiene soldado un perno que servirá para poderlo tensar.

Tabla XVI. Resultados de ensayo losa No.1

LOSA No. 1 SIN REFORZAMIENTO				LOSA No. 1 CON REFORZAMIENTO CABLE ACERADO FLEXIBLE			
INICIO DE CARGA		DESCARGA		INICIO DE CARGA		DESCARGA	
CARGA	DEFLEXIÓN	CARGA	DEFLEXIÓN	CARGA	DEFLEXIÓN	CARGA	DEFLEXIÓN
Kg	mm	Kg	mm	Kg	mm	Kg	mm
0.00	0.00	0.00	9.37	0.00	0.00	0.00	10.13
117.27	0.20	117.27	10.44	293.18	4.57	0.00	10.16
234.55	0.28	234.55	11.51	586.36	5.97	117.27	10.46
351.82	0.77	351.82	13.53	879.55	6.91	293.18	15.90
469.09	0.99	469.09	14.27	1,172.73	8.20	879.55	18.03
586.36	1.40	586.36	15.16	1,407.27	9.40	1,876.36	20.62
703.64	2.01	703.64	16.00	1,641.82	10.67	2,228.18	21.84
820.91	2.95	820.91	16.64	1,876.36	12.29		
938.18	4.14	938.18		2,110.91	13.21		
1,055.45	5.31	1,055.45	17.39	2,345.45	15.11		
1,172.73	6.32	1,172.73		2,580.00	22.23		
1,290.00	8.00	1,290.00	18.45				
1,407.27	9.37	1,407.27					
1,524.55	10.77	1,524.55					
1,641.82	12.47	1,641.82	19.20				
1,759.09	18.97	1,759.09					
1,876.36	19.20	1,876.36					

Fuente: elaboración propia.

Figura 36. **Resultados de ensayos losa No. 1 sin reforzamiento**



Fuente: elaboración propia.

Como se puede observar, en la gráfica anterior se muestra un comportamiento uniforme conforme el desarrollo del ensayo; la finalidad de este era llegar a la deformación permisible, según el código ACI 318-08 de 11.11 mm; dicha deformación se alcanzó a una carga de 1572.00 kg; la primera grieta apareció en una deformación de 4.14 mm con una carga correspondiente de 938.18 kg; se dejó que tuviera una recuperación la losa ensayada durante 24 horas, para determinar el remanente de deformación, el cual fue de 9 mm, desde su posición inicial.

Se puede hacer mención que la zona elástica de la losa sin refuerzo externo va desde 0.00 mm a 5.31 mm donde la deformación con relación a la carga son proporcionales y la diferencia entre deformaciones se mantiene constante.

La resistencia a la deformación en la zona elástica es mayor, ya que presenta una menor deformación respecto de la carga aplicada.

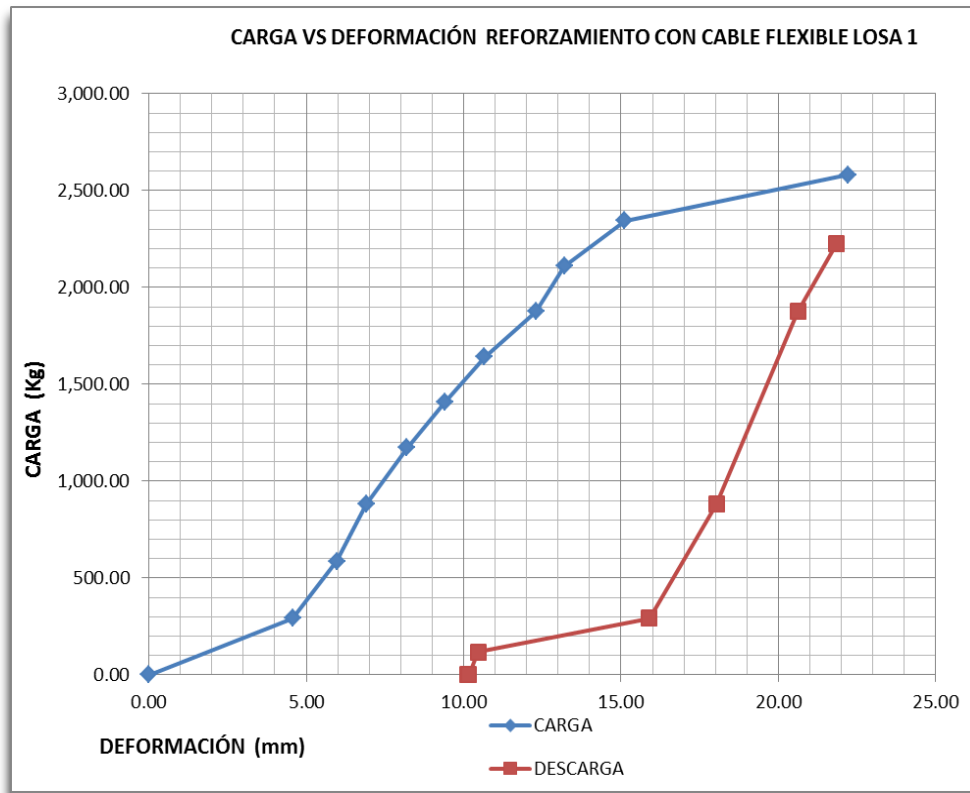
Se puede concluir que su zona elastoplástica está limitada de 5.31 mm a 9.37 mm, porque la relación carga-deformación es constante, pero con una diferencia mayor entre deformaciones, en comparación con su zona elástica.

La zona plástica de esta se puede concluir que está limitada de 9.37 mm a 19.20 mm, porque la deformación respecto de la carga ya no es proporcional, es decir que muestra una deformación mayor a una carga menor; se puede concluir que la resistencia a la deformación en esta zona es menor.

De la gráfica de descarga se puede observar que de 19.20 mm a 16.64 mm, la recuperación es constante; de 16.64 mm a 13.53 mm comienza a disminuir y se observa cómo se reacomoda la estructura a partir de esta deformación, ya que disminuye su recuperación hasta detenerse, teniendo como remanente una deformación de 9.37 mm al finalizar el ensayo.



Figura 37. Gráficas resultados de ensayos losa No. 1 reforzada



Fuente: elaboración propia.

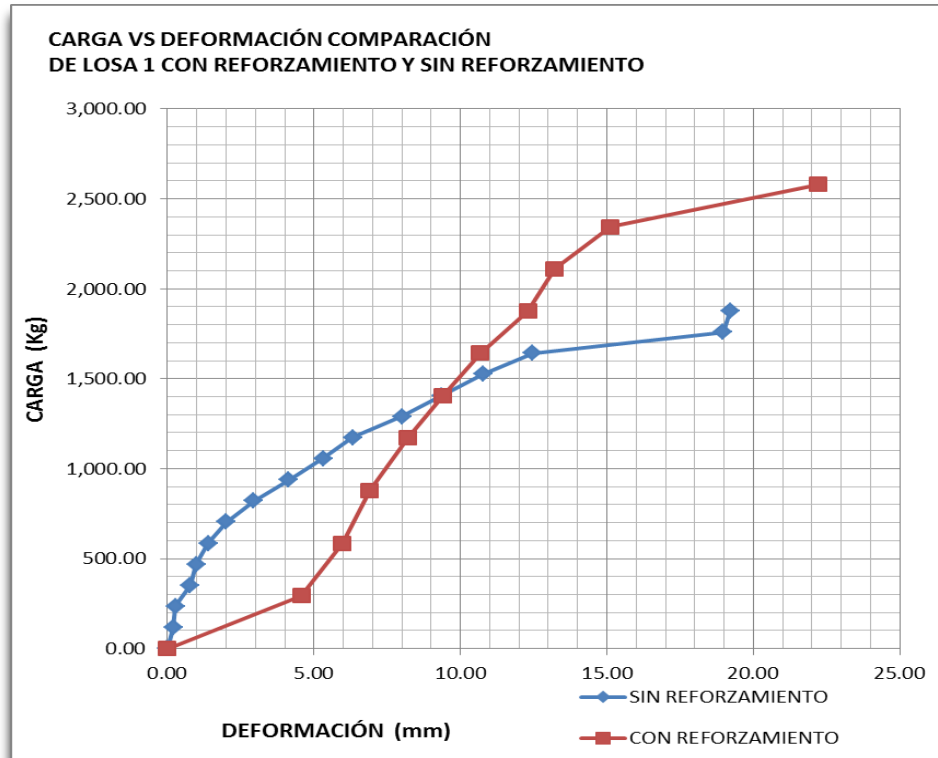
Para realizar el segundo ensayo se corrigió la deformación remanente de esta, para tener un punto que sirva de parámetro de comparación entre la losa con reforzamiento y el primer ensayo sin reforzamiento. Como se puede observar en la gráfica, se muestra un comportamiento uniforme como en el primer ensayo al que se sometió a esta losa, pero con la diferencia que muestra un comportamiento mucho menos flexible conforme el desarrollo del ensayo; la deformación permisible según el código ACI 318-08 de 11.11 mm la alcanzó a una carga correspondiente de 1702.00 Kg ( $851 \text{ Kg/m}^2$ ), de igual manera se dejó que tuviera una recuperación la losa ensayada durante 24 hrs, para determinar el remanente de deformación 10.13 mm desde su posición inicial.



La zona elástica está limitada de 4.50 mm a 10.67 mm, donde la relación carga-deformación se mantiene constante y la diferencia entre deformaciones es constante también; su resistencia a la deformación en esta zona es buena y constante, a pesar de haber sido ensayada con anterioridad.

La zona elastoplástica está limitada a deformarse entre 10.67 mm a 15.11 mm; se puede mencionar esto, ya que la diferencia entre deformación es mayor en comparación con su zona elástica, pero a un axial es constante. La zona plástica se encuentra entre los límites de deformación de 15.11 mm a 22.23 mm; se puede concluir esto ya que la relación carga-deformación ya no es proporcional, es decir se presentan mayores deformaciones a una carga menor.

Figura 38. **Gráfica de losa No.1, con y sin reforzamiento**



Fuente: elaboración propia.

Como se puede observar en la gráfica, la deformación de la losa con reforzamiento fue mucho menor, en comparación cuando no tenía reforzamiento; esto indica un aumento en la rigidez de esta, ya que en comparación con el punto en el que alcanza su deformación permisible, es del 15%, en comparación cuando no tenía reforzamiento; también se puede observar que cuando la carga alcanza una deformación de 15 mm, cuando tiene un reforzamiento externo, es de 2450 kg (1225 Kg/m<sup>2</sup>) y la carga en la que alcanza esta deformación sin reforzamiento es de 1870 kg (935 Kg/m<sup>2</sup>), que sería en comparación de estas dos cargas, una diferencia de aproximadamente del 52%.

En la zona elástica, como se puede observar, se presenta un aumento en la resistencia a la deformación, ya que considerando que hay un remanente de 3.50 mm de deformación, en la carga de 1450 kg (725 Kg/m<sup>2</sup>), alcanzan la misma deformación, se puede observar que el incremento de la deformación es más lento con reforzamiento.

En la zona elastoplástica, se puede concluir que hay un incremento, ya que el punto más alto alcanzado es de 1641 kg (820.50 Kg/m<sup>2</sup>), sin reforzamiento y con el reforzamiento 2345 kg (1172.50 Kg/m<sup>2</sup>) que es un incremento del 43 %; la carga de diseño es de 1522 kg (761.00 Kg/m<sup>2</sup>), la cual fue alcanzada en el primer ensayo y nuevamente lo fue, a pesar de haber sido ensayada con anterioridad.

Con el reforzamiento con cable flexible multifilar se obtuvo resultados satisfactorios, ya que presentó una mejora de 10 % en su zona elástica y de un 52 % en su zona elastoplástica.

Entre las ventajas que presenta este método de reforzamiento con cable flexible multifilar en relación con el costo es de 170 Q/m<sup>2</sup>; la rapidez de instalación que presenta un promedio de medio día por metro cuadrado.

La desventaja que presenta esta técnica de reforzamiento es que la instalación final no es muy estética y un poco difícil de ocultar, que limitará los espacios donde se pueda instalar.

### **6.2.2. Resultados de ensayo losa reforzada con reforzamiento externo con lámina de polímeros reforzado con fibra de carbono**

El procedimiento de ensayo consiste en llevar la losa a su punto de falla, y luego proceder a instalar estas platinas y demostrar que sí este puede recuperar o mejorar la resistencia de esta losa.

La instalación de estas platinas consiste en mezclar dos componentes de un pegamento epóxido que servirá de unión entre la platina y la losa; las dimensiones de la platina son 2.00 mt de largo por 0.10 mt de ancho.

La instalación de estas depende de las especificaciones y recomendaciones de cada proveedor, las cuales se deberán seguir si se quiere tener un funcionamiento de las mismas.

Tabla XVII. Memoria de cálculo

<b>TABLA RESUMEN</b>		
Losa		
Longitud	6.56 ft	2 m
Ancho w	3.28 ft	1 m
Peralte h	3.94 in	0.1 m
Peralte efectivo d	2.94 in	0.746 m
f'c	3000 PSI	21 N/mm <sup>2</sup>
f'y	40000 PSI	276 N/mm <sup>2</sup>
<b>CARGAS EXISTENTES</b>		
Aumento de 25% carga viva		
Carga muerta	161.27 Lb/ft	2.35 N/mm
Momento carga muerta mayorado	971.6 Lb*ft	14.18 N/mm
Momento carga viva (mv=PL <sup>2</sup> /6)=(1940*(6.56 <sup>2</sup> )/6)*1.25	17392.7466 Lb*ft	1.32 kN/m
Momento total aplicado	18364.3466 Lb*ft	24.90 kN/m
Datos de la fibra		
Espesor	0.047 in	1.2 mm
Máxima resistencia a la tracción	435 PSI	3 kN/mm <sup>2</sup>
Deformación permisible	0.017 in/in	0.017 mm/mm
Módulo de elasticidad	23206 kPSI	160 kN/mm <sup>2</sup>
Ancho (b)	3.94 in	0.1 m
<b>Primer paso</b>		
Propiedades FRP factor de reducción 0.95		
		KPS
ffu=C <sub>E</sub> f <sub>fu</sub> =0.95*435 KPSI	413.25 I	2849.26 kN/mm <sup>2</sup>
		mm/m
ε <sub>fu</sub> =C <sub>e</sub> *ε <sub>f</sub> =0.95*0.017 in/in	0.01615 in/in	0.01615 m
<b>Segundo paso</b>		
propiedades del concreto, acero y refuerzo		
β1=1.05-0.05*(f'c/1000)	0.9	
	3122018.57	
Ec=5700√f'c=57000√(3000)=	8 PSI	2152.60 N/mm <sup>2</sup>
As=(No. Barras)*Area=3#3/8=3*0.11	0.33 in <sup>2</sup>	212.90 mm <sup>2</sup>
ρs=As/bd=0.33/(3.28*12*2.94)	0.002851	0.002851
Af=nt <sub>f</sub> *wf=(1capa)*(0.047*3.94)	0.18518 in <sup>2</sup>	119.47 mm <sup>2</sup>
		0.0159863
pf=Af/bd=0.185/(3.94*2.94)	0.0159863	

Continuación de la tabla XVII

<b>Tercer paso</b>			
Estado actual de flexión (donde solo actúan cargas muertas y está levemente agrietada)			
bw=ancho	39.37 in	998.47 mm	
d=altura útil	2.94 in	74.67 mm	
d'=recubrimiento	1 in	25.40 mm	
As-=3.00*0.11	0.33 in <sup>2</sup>	212.90 mm <sup>2</sup>	
As+=2.00*0.11	0.22 in <sup>2</sup>	141.94 mm <sup>2</sup>	
n=Es/Ec=29000000/3122015.58	9.288862		
$(bw/2n)x^2+(As+A's)x-(As*d+A's*d')=0$			
x=	-0.8903		
x=	0.6308		
$I_{cr}=nAs*(d-x)^2+nA's*(x-d')^2+(1/3)*(bw*x^3)$			
$I_{cr}=9.2888*0.33*(2.94-0.6308^2)+$ $9.2888*0.22*(0.6308-1)^2+(1/3)*39.37*0.6308^2$	13.292776 in <sup>4</sup>	5532871 mm <sup>4</sup>	
K=	0.413		
$\epsilon_{bi}=Mdl(h-k*d)/(I_{cr}*E_c)=$ $(971.60*12*(3.94-0.413*2.94))/(13.64*3122*1000)$			
	0.000765		
<b>Cuarto paso</b>			
Determinar el coeficiente de enlace dependiente del sistema FRP			
$nE_t f_t=1*23206*0.047*1000$	1090682	>	1000000
Entonces $K_m=(1/(60*\epsilon_{fu}))*(500000/(n*E_f*f_f))=$ $K_m=(1/(60*0.017))*(500000/(1*23206*1000*0.047))$			
=	0.473094		
<b>Quinto paso</b>			
Estimación del eje neutro			
	81.2000%		
$c=0.42*d=0.42*2.94$	2.3872 in		
<b>Sexto paso</b>			
Determinar el nivel efectivo de deformación			
$\epsilon_{fe}<k_m*\epsilon_{fu}$	$\epsilon_{fe}<0.4731*0.01615$		
$\epsilon_{fe}<$	0.007640		0.0076404
$\epsilon_{fe}=0.003((h-c)/c)=0.003((3.94-1.2348)/1.2348)=$	0.001951	<	8

Continuación de la tabla XVII

<b>Séptimo paso</b>		
Deformación existente en el acero de refuerzo		
$\epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi})((d-c)/(h-c)) =$		
$(0.0065724 + 0.00076579)((2.94 - 1.2348)/(3.94 - 1.2348))$		
	0.000967	
<b>Octavo paso</b>		
Nivel de esfuerzo en el acero y FRP		
$f_s = E_s \cdot \epsilon_s = 29000 \cdot 0.004625$	28.0482 Ksi	<40 Ksi
$f_{fe} = E_f \cdot \epsilon_{fe} = 23206 \cdot 0.0065724$	45.2805 Ksi	
<b>Noveno paso</b>		
Comprobación de equilibrio		
$C = (A_s \cdot f_s + A_f \cdot f_{fe}) / (\gamma \cdot f' \cdot c \cdot \beta \cdot b) =$		
$(0.33 \cdot 40 + 0.18518 \cdot 152.52) / (0.85 \cdot 3 \cdot 0.90 \cdot 3.94)$		
	2.3871	= 2.3872
<b>Décimo paso</b>		
Ajuste de C y repetir los pasos desde el hasta el noveno		
<b>Onceavo paso</b>		
Calcular la resistencia de diseño a la flexión de la sección		
	$\phi M_n$	$\geq$ $M_u$
$\phi M_n = \phi [A_s \cdot f_s \cdot (d - \beta_1 \cdot c/2) + \psi \cdot A_f \cdot f_{fe} \cdot (h - \beta_1 \cdot c/2)] =$		
$\phi M_n = 0.90 \cdot [0.33 \cdot 40 \cdot (2.94 - 0.9 \cdot 2.38728/2) + 0.85 \cdot 0.18518 \cdot 45.2805 \cdot (3.94 - 0.9 \cdot 2.38728/2)]$		
	40.5471 k*ft	> 18.3643 k*ft

Fuente: elaboración propia.

Tabla XVIII. Resultados de ensayo losa No. 2

LOSA No. SIN REFORZAMIENTO				LOSA No. CON REFORZAMIENTO			
INICIO DE CARGA		DESCARGA		INICIO DE CARGA		DESCARGA	
CARGA	DEFLEXIÓN	CARGA	DEFLEXIÓN	CARGA	DEFLEXIÓN	CARGA	DEFLEXIÓN
Kg	mm	Kg	mm	Kg	mm	Kg	mm
0.00	0.00	0.00	10.29	0.00	10.20	0.00	13.48
293.18	3.10	293.18	13.11	156.60	11.50	156.60	13.50
586.36	5.92	879.55	16.92	311.00	12.26	311.00	14.06
879.55	12.98			467.70	12.84	467.70	14.59
1,026.14	19.86			628.20	13.38	628.20	14.95
1,026.14	22.86			787.00	14.19	787.00	15.33
1,172.73	39.42			945.20	14.92	945.20	15.81
				1,107.70	15.61	1,107.70	16.17
				1,265.94	16.19	1,265.94	16.35

Fuente: elaboración propia.

Figura 39. Instalación de la platina



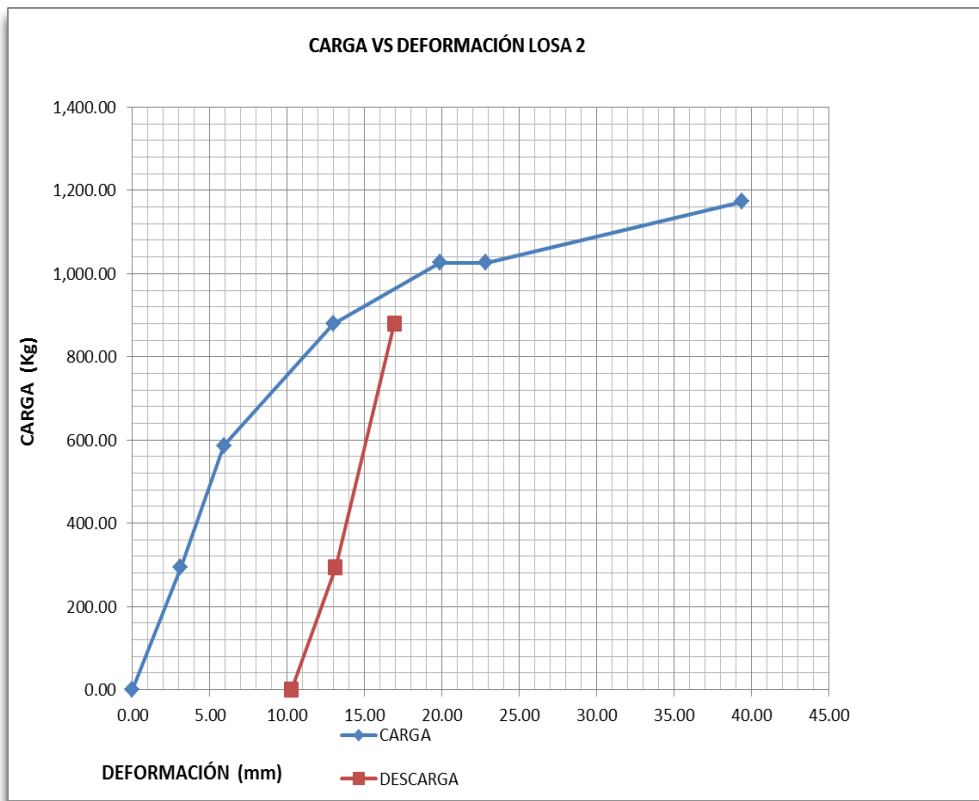
Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería, sección de estructuras.

Figura 40. **Modo de ensayo**



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería, sección de estructuras.

Figura 41. **Resultados de ensayos losa No. 2 sin reforzamiento**



Fuente: elaboración propia.



En la gráfica anterior se muestran los resultados del ensayo, estos tienen un comportamiento uniforme conforme el desarrollo del ensayo, la finalidad de este era llegar a la deformación permisible según el código ACI 318-08 de 11.11 mm.

Dicha deformación se alcanzó a una carga de 800 kg (400.00 Kg/m<sup>2</sup>), su deformación máxima fue de 39.42 mm y la alcanzó a una carga de 1172.72 kg (586.36 Kg/m<sup>2</sup>).

Se dejó que tuviera una recuperación la losa ensayada de 24 hrs para determinar el remanente de deformación el cual fue de 10.2 mm desde su posición inicial, como indica este resultado su recuperación fue casi nula; esta deberá ser considerada para el siguiente ensayo en el cual se aplicará reforzamiento externo con láminas de polímeros reforzadas con fibra de carbono.

Se puede hacer mención que la zona elástica de la losa sin refuerzo externo va desde 0.00 mm a 12.98 mm, donde la deformación en relación con la carga son proporcionales y la diferencia entre deformaciones se mantiene constante. La resistencia a la deformación en la zona elástica es mayor ya que presenta una menor deformación con respecto a la carga aplicada.

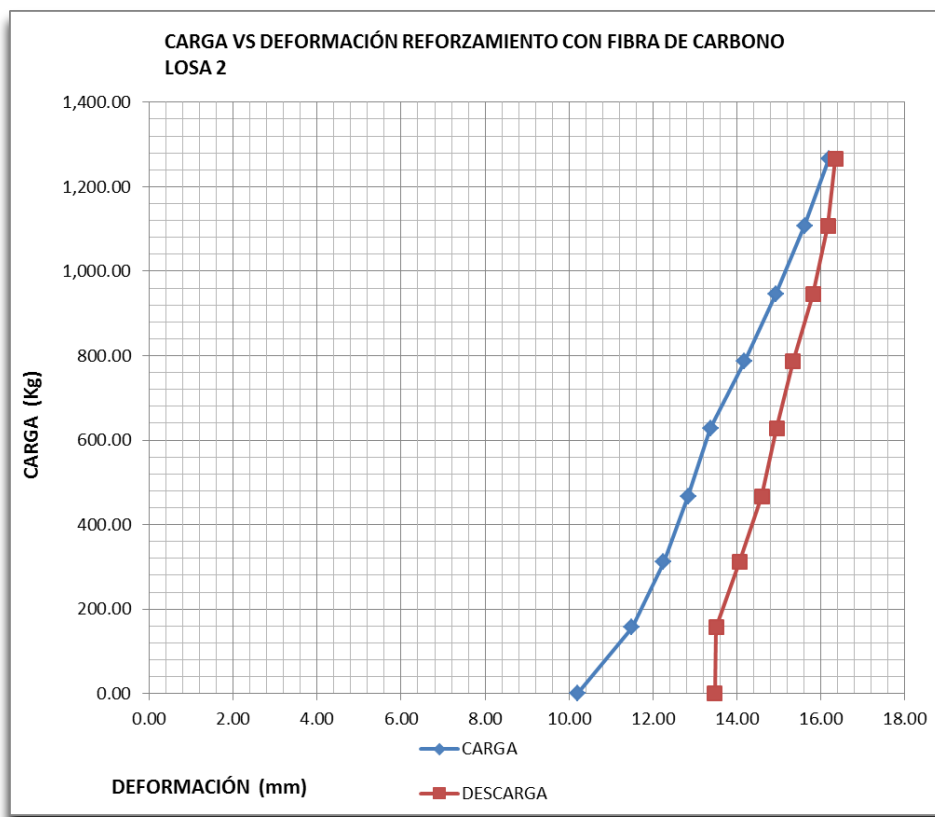
Su zona elastoplástica está limitada de 12.98 mm a 19.86 mm, porque la relación carga-deformación es constante, pero con una diferencia mayor entre deformaciones en comparación con su zona elástica.

La zona plástica está limitada de 19.86 mm a 39.42 mm, porque la deformación respecto de la carga ya no es proporcional, es decir que muestra

una deformación mayor a una carga menor, se puede comentar que la resistencia a la deformación en esta zona es menor.

De la gráfica de descarga se puede observar que la recuperación es constante, comienza a disminuir su recuperación hasta detenerse teniendo como remanente una deformación de 10.29 mm al finalizar el ensayo.

Figura 42. **Resultados de ensayos losa No. 2 con reforzamiento**



Fuente: elaboración propia.

Para realizar el segundo ensayo se corrigió la deformación remanente de esta sin tener éxito en quitar la deformación causada por el ensayo anterior, dicha deformación es de 10.20 mm.

Como se puede observar en la gráfica, se muestra un comportamiento uniforme como en el primer ensayo al que se sometió a esta losa, pero con la diferencia que muestra un comportamiento mucho menos flexible conforme el desarrollo del ensayo mantienen una tendencia lineal.

La deformación permisible según el código ACI 318-08 de 11.11 mm, haciendo caso omiso de la deformación máxima permitida si prosiguió con el ensayo para poder ver que tanto se podía recuperar esta losa fallada, llegando a una deformación máxima de 16,19 mm 1265.94 kg (632.97 Kg/m<sup>2</sup>), de igual manera se dejó que tuviera una recuperación la losa ensayada de 24 hrs para determinar el remanente de deformación 13.50 mm.

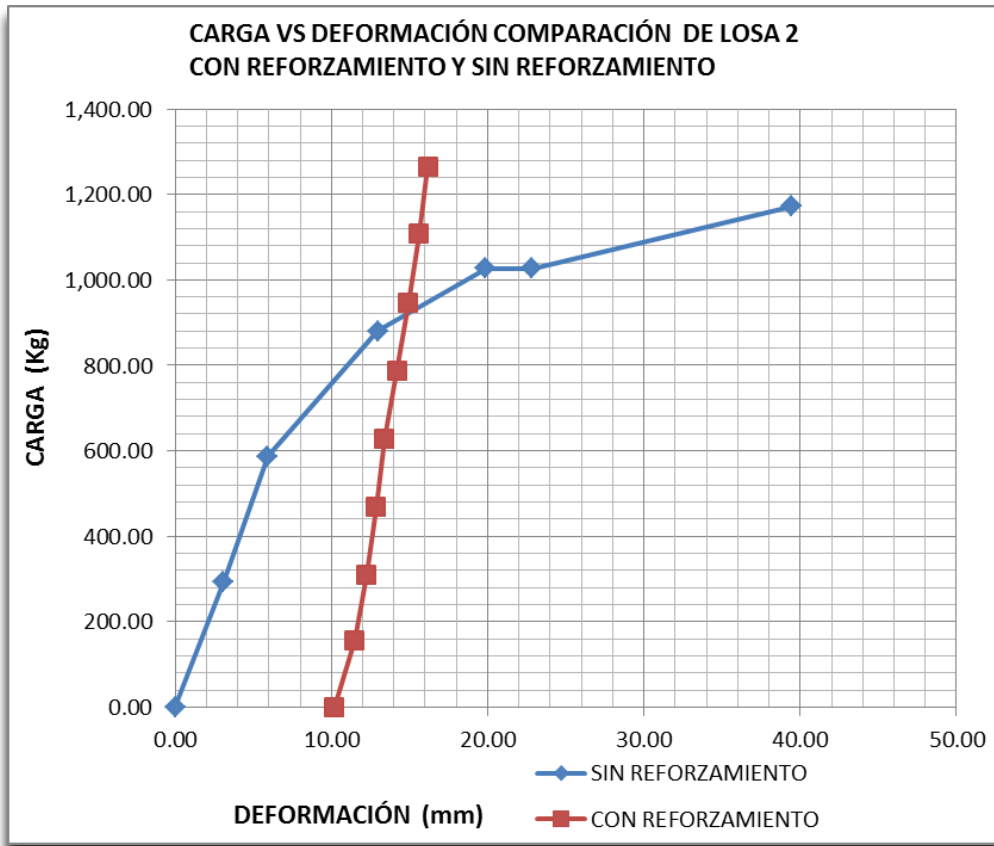
Se puede mencionar observando la gráfica del procedimiento de carga que es un comportamiento totalmente lineal; se puede comentar que a pesar de daño provocado por el ensayo anterior se pudo restituir su resistencia; es decir su deformación respecto de la carga se mantiene proporcional.

Se puede concluir que el refuerzo externo y la losa trabajaron en conjunto, esta mostró un comportamiento lineal en la zona elástica.

Se puede mencionar que la resistencia a la deformación es mayor, ya que presentó diferencia entre deformaciones mucho menores, respecto de cuando no tenía el refuerzo.

En la gráfica de descarga se puede observar un comportamiento lineal, con una velocidad constante de recuperación quedando un remanente de 13.48 mm.

Figura 43. Gráfica de losa No. 2 con y sin reforzamiento



Fuente: elaboración propia.

Se puede observar un aumento de la resistencia ya que presenta una menor deformación con relación a la carga aplicada, en comparación con el ensayo sin reforzamiento, se observa que cuando se aplica una carga de 910.00 kg (455.00 Kg/m<sup>2</sup>); en ambas gráficas alcanzan una deformación de 15.00 mm, teniendo en cuenta que el ensayo con reforzamiento se tiene un remanente de 10.20 mm, la carga de diseño de laso es igual a la del anterior ensayo, la cual es de 1522.00 kg (761.00 Kg/m<sup>2</sup>).

Aunque esta no fue alcanzada en ninguno de los ensayos aplicados a esta losa, se puede atribuir a que se utilizaron materiales de distinta procedencia y la mano de obra no fue la misma; su mayor parte de mano de obra fue de estudiantes, se puede concluir de lo mencionado con anterioridad que la mano de obra y la calidad de los materiales influyen de gran manera en la resistencia de las estructuras.

El reforzamiento con láminas de polímeros reforzadas con fibras de carbono se obtuvo resultados satisfactorios, ya que presentó una mejora en la resistencia de una losa con daños severos; resustituyendo en su totalidad su resistencia y disminuyendo la relación de carga-deformación, alcanzando un incremento del 8% en la carga última, disminuyendo su deformación en un 58%, en comparación del ensayo sin reforzamiento.

Este método de reforzamiento con láminas de polímeros reforzadas con fibras de carbono presenta desventajas en relación con el costo que es de 500 Q/m<sup>2</sup>; entre sus ventajas están la rapidez de instalación que en promedio es de dos horas por metro cuadrado, es que fácil de ocultar y resulta agradable estéticamente.



## CONCLUSIONES

1. Se logró reunir en el documento los conceptos generales para llevar a cabo la aplicación de reforzamiento estructural externo a flexión de losas macizas, presentándolos en forma clara y sencilla para el lector, dos métodos como alternativas para su realización; logrando con estos métodos un aumento de carga soportada por losas ensayadas de un 10 % en la zona plástica de estas y de hasta un 52 % en su zona elastoplástica y una disminución de deformación de 58 %, demostrando así la factibilidad de estos.
2. Toda losa deberá cumplir con los requerimientos y especificaciones mínimas establecidas en ACI 318, de las cuales se recopilaron conceptos generales en los capítulos de este documento, los cuales proporcionarán una buena práctica de diseño y construcción; estas prácticas darán como resultado una estructura funcional y estable, dejando únicamente relegada la utilización de materiales destinados al reforzamiento para el cambio de uso de una estructura o para la actualización de esta a códigos mucho más exigentes en vigencia.
3. El ACI 437R-03 establece las consideraciones para evaluar la seguridad de una estructura existente, evaluando las cargas y condiciones ambientales a las que la estructura estuvo sometida, determinando mediante información recopilada en campo, planos y especificaciones con las que fue construida; se identificarán las causas del deterioro; con la información recopilada se seleccionará el principio o principios más adecuados para la protección y la reparación.

4. El ACI 440.2R-02 establece la metodología a seguir para el diseño y la aplicación de materiales destinados al reforzamiento externo; estos materiales tienen como misión devolver al elemento estructural su función constructiva, consiguiendo mejora de las condiciones de servicio, disminución en las deformaciones, reducción en la tensión de las armaduras y disminución de la abertura de fisuración.
5. Haciendo uso apropiado de las metodologías establecida por el ACI 437R-03 y ACI 440.2R-02, se podrá restablecer o mejorar las características de una estructura; el presente documento da recomendaciones básicas de cómo ejecutar el método de reforzamiento a flexión; la aplicación final de esta será total responsabilidad del criterio del profesional a cargo.
6. La aplicación de laminados compuestos FRP en el reforzamiento de estructuras de concreto armado, comienza a constituir una alternativa viable tanto por sus prestaciones mecánicas específicas y resistencia a la corrosión, como por los resultados obtenidos en el proceso total del refuerzo; más aún por la ligereza que presentan los materiales compuestos, facilitando su transporte, manejo y puesta en obra.
7. El reforzamiento con láminas de polímeros reforzadas con fibras de carbono brinda resultados satisfactorios, ya que se presentó una mejora en la resistencia de una losa con daños severos; resustituyendo en su totalidad su resistencia y disminuyendo la relación de carga-deformación, alcanzando un incremento del 8 % en la carga última, disminuyendo su deformación en un 58 % en comparación del ensayo sin reforzamiento.



8. Entre las desventajas que presenta el método de reforzamiento con láminas de polímeros reforzadas con fibras de carbono en relación con el costo es de 500 Q/m<sup>2</sup>; una de las ventajas es la rapidez de instalación, que en promedio es de dos horas por metro cuadrado, es fácil de ocultar y agradable estéticamente. Además, se evita la demolición de losas, minimizando costos y evitando la generación de desperdicios.
  
9. El reforzamiento con cable flexible multifilar se obtuvo resultados satisfactorios ya que presentó una mejora de 10 % en su zona elástica; y de un 52 % en su zona elastoplástica. Entre las ventajas que presenta este método de reforzamiento con cable flexible multifilar en relación con el costo es de 170 Q/m<sup>2</sup>, la rapidez de instalación que en promedio es de medio día por metro cuadrado; la desventaja que presenta esta técnica de reforzamiento es la que la instalación final no es muy estética y un poco difícil de ocultar, ya que se limitarán los espacios donde se pueda instalar.



## RECOMENDACIONES

1. Para determinar las características de una estructura es necesario contar con planos y especificaciones con la que esta fue elaborada; aun contando con esta información, deberá realizarse una inspección en campo para corroborar que esta información es correcta.
2. El profesional a cargo deberá revisar las características de cada proveedor de materiales destinados al reforzamiento; es una parte importante, ya que de esto depende en gran manera el procedimiento de cálculo cuyo fin es la mejora de las características de una estructura.
3. La aplicación de productos para la mejora de las características estructurales, deberá llevarse a cabo minuciosamente; todas las recomendaciones del proveedor, tales como la preparación de la superficie, la limpieza tanto de la superficie donde se aplicará, como del material a aplicar; y tener en cuenta hacer los chequeos establecidos en el ACI 440.2R-02, para determinar si la estructura a intervenir es apta para la aplicación de un reforzamiento externo.
4. El profesional a cargo deberá tener en cuenta las especificaciones mínimas a flexión y temperatura, chequear las fuerzas de corte que se ejercen en ella, y cumplir con lo especificado en los códigos de construcción en vigencia.

5. Se produce una mejora sustancial con el refuerzo de bandas adheridas de CFRP en elementos a flexión, en su capacidad portante. En la actualidad es una técnica muy interesante a tener en cuenta en intervenciones en estructuras antiguas o de cierto valor histórico.

## BIBLIOGRAFÍA

1. American Concrete Institute. *Guide for the design and construction of externally bonded FRP, systems for strengthening concrete structures (ACI 440.2R-02)*. Estado Unidos: ACI, 2002. 45 p.
2. \_\_\_\_\_. *Requisitos de reglamento para concreto estructural y comentario (318SR-08)*. Mexico: ACI, 2008. 500 p.
3. \_\_\_\_\_. *Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight and Mass Concrete (ACI 211.1-91)*. Estado Unidos: ACI, 1991. 38 p.
4. \_\_\_\_\_. *Special Publication, Repair and Strengthening of concrete members with adhesive bonded plates (ACI SP-165)*. Estado Unidos: ACI, 1992. 263 p.
5. \_\_\_\_\_. *Strength evaluation of existing concrete buildings (ACI 437R-03)*. Estado Unidos: ACI, 2003. 28 p.
6. International Concrete Repair Institute, Guideline No. 03742, *Guide for the selection of Strengthening systems of concrete structures*. Estados Unidos: ICRI, February 2006. 33 p.
7. Federal Emergency Management Agency (FEMA) 310 Report, ASCE, *Handbook for the Seismic Evaluation of Buildings*. Washington D.C: ASCE, 1998. 288 p.



## ANEXOS

### Anexo 1. **Equivalencia de A/C de cemento portland a A/C de cemento adicionado**

Cuando se emplean en el concreto puzolanas naturales, cenizas volantes y escorias de alto horno finamente molidas, se hace referencia a ellos como materiales puzolánicos; debe considerarse una relación agua/cemento más puzolana (relación agua-cemento más otros materiales cementantes) por peso, en vez de la tradicional relación agua/cemento por peso.

Según el ACI 211.1-91 existen dos enfoques que se emplean normalmente para determinar una relación  $A/(C+p)$  que se pueda considerar equivalente a la relación A/C de una mezcla que contiene solamente cemento portland: (a) peso equivalente del material puzolánico o (b) volumen absoluto equivalente del material puzolánico en la mezcla. Para el primer enfoque, la equivalencia del peso y el peso total del material puzolánico siguen siendo los mismos (es decir,  $A/(C+p)=A/C$  directamente); pero el volumen absoluto total del cemento más puzolana, normalmente será ligeramente mayor.

Con el segundo enfoque, se calcula una relación de  $A/(C+p)$  por peso, que mantiene la misma relación de volumen absoluto, pero que reducirá el peso total del material puzolánico, puesto que el peso específico de las puzolanas es normalmente inferior al del cemento.

Las ecuaciones para convertir una relación agua/cemento más puzolana,  $A/(C+p)$ , por: a) equivalencia de peso, o b) equivalencia de volumen, son las siguientes:

$$\frac{A}{(C + p)} \text{ Relación de peso, equivalente de peso} = \frac{A}{C}$$

Donde:

$$\frac{A}{(C + p)} = \text{Peso del agua dividido entre el peso del cemento + puzolana}$$

$$\frac{A}{C} = \text{Relación agua/cemento deseada por peso}$$

Cuando se emplean el enfoque de equivalencia de peso, el porcentaje o fracción de materiales puzolánicos que se usan en el material aglutinante, se suele expresar por peso. Así:  $F_a$ , porcentaje de materiales puzolánicos por peso del total de cemento más materiales puzolánicos, expresado como un factor decimal, es:

$$F_a = \frac{p}{(C + p)}$$

Donde:

$F_a$ = Porcentaje de puzolana por peso expresado como factor decimal

$p$ = Peso del material puzolánico

$C$ =Peso del cemento



Nota: cuando solamente se conoce el factor deseado de porcentaje de materiales puzolánicos por volumen absoluto,  $F_v$ , este puede convertirse a  $F_a$  de la siguiente manera:

$$F_a = \frac{1}{1 + \frac{3.15}{G_p} \left( \frac{1}{F_v} - 1 \right)}$$

Donde:

$F_v$ = Porcentajes de materiales puzolánicos por volumen absoluto del volumen absoluto total del cemento más materiales puzolánicos, expresados como factor decimal

$G_p$ = Peso específico de materiales puzolánicos

3.15= Peso específico del cemento portland (se empleará el valor real si se sabe que es diferente).

Por ejemplo, si se requiere una relación agua/cemento de 0.60 y se va emplear puzolana de cenizas volantes, como el 20% del material cementante en la mezcla por peso ( $F_a = 0.20$ ), entonces la relación requerida de agua/cemento, más materiales puzolánicos sobre la base de equivalencia de peso, será:

$$\frac{A}{(C + p)} = \frac{A}{C} = 0.60, \quad y$$

$$F_a = \frac{P}{(C + p)} = 0.20$$

Suponiendo un requerimiento de agua de mezclado de  $160 \text{ kg/m}^3$ , el peso requerido de cemento+puzolana será de  $160/0.60= 267 \text{ kg}$ ; y el peso de la puzolana será de  $(0.20) (267)=53 \text{ kg}$ . El peso del cemento será, por lo tanto,  $267-53=214 \text{ kg}$ .

Si en vez del 20% de ceniza volante por peso, se especifica el 20% por volumen absoluto más puzolana ( $F_v=0.20$ ), el factor de peso correspondiente se calculará como sigue: para ceniza volante, con un peso específico supuesto de 2.40:

$$F_A = \frac{1}{1 + \frac{3.15}{G_p} \frac{1}{F_v} - 1} = \frac{1}{1 + \frac{3.15}{2.40} \frac{1}{0.20} - 1}$$

$$F_A = \frac{1}{1 + 1.31 \frac{1}{4}} = \frac{1}{1 + 5.24} = \frac{1}{6.24} = 0.16$$

En este caso, el 20% por volumen es 16% por peso; el peso de la puzolana en la mezcla propuesta sería:  $(0.16) (267)=43 \text{ kg}$ . y el peso del cemento,  $267-43=224 \text{ kg}$ .

Equivalencia de volumen absoluto:

$$\begin{aligned} \frac{A}{(C + p)} &= \text{Relación de peso, equivalente de volumen} \\ &= \frac{3.15 * \frac{A}{C}}{3.15 * 1 - F_v + G_p F_v} \end{aligned}$$

Donde

$$\frac{A}{(C + p)} = \text{Peso del agua dividido entre el peso del cemento más puzolana}$$

$$\frac{A}{C} = \text{relación agua/cemento portland}$$

3.15 = Peso específico del cemento portland (se empleara el valor real si se sabe que es diferente).

Fv = Porcentajes de materiales puzolánicos por volumen absoluto del volumen absoluto total del cemento más materiales puzolánicos, expresado como factor decimal

Si solo se conoce el porcentaje deseado de puzolana por peso (Fa), puede convertirse a Fv de la siguiente manera:

$$F_v = \frac{1}{1 + \frac{3.15}{G_p} \left( \frac{1}{F_A} - 1 \right)}$$

Donde las literales tienen las mismas definiciones que en el caso anterior.

Ejemplo: Para hallar la equivalencia de volumen absoluto, deben utilizarse los mismos datos básicos que para el ejemplo anterior, pero especificando que la relación equivalente agua/cemento más puzolana se establezca con base en el volumen absoluto, lo que mantendrá en la mezcla la misma relación de volumen de agua con el volumen del material aglutinante, cuando cambie de cemento, solo cemento más material cementantes. También en este caso, la relación agua/cemento requerida es de 0.60, e inicialmente se supone que es conveniente emplear un 20% de ceniza volante por volumen absoluto (Fv=0.20).

El peso específico de la ceniza volante se supone de 2.40 en este ejemplo.

$$\frac{A}{(C + p)} = \frac{3.15 * \frac{A}{C}}{3.15 * 1 - Fv + Gp Fv}$$

$$= \frac{3.15 * (0.60)}{3.15 * 0.80 + 2.40 * 0.20} = \frac{1.89}{2.52 + 0.48} = \frac{1.89}{3.00} = 0.63$$

Así, la relación deseada de peso para mantener una equivalencia de volumen absoluto es  $A/(C+p) = 0.63$ . Si también en este caso: el agua de mezclado es de 160 kg/m<sup>3</sup>; entonces el peso requerido de cemento + puzolana será 160/0.63= 254 kg; puesto que el factor de porcentaje de peso de peso correspondiente para  $Fa=0.16$ ; como se calculó en los ejemplos anteriores, el peso de las cenizas volantes que se debe emplear es de 0.16\* (254) =41 kg, y el peso del cemento es de 254-41= 213 kg.

El procedimiento de equivalencia de volumen proporciona pesos menores de materiales cementantes. Verificando los volúmenes absolutos, se obtiene:

$$\text{Ceniza volante} = \frac{41}{2.41(1000)} = 0.0171 \text{ m}^3$$

$$\text{Cemento} = \frac{213}{3.15(1000)} = 0.0676 \text{ m}^3$$

$$\text{Total} = 0.0171 + 0.0676 = 0.0847 \text{ m}^3$$

$$\text{Porcentaje de puzolana por volumen} = \frac{0.0171}{0.0847} * 100 = 20\%$$

Si en vez de 20% de ceniza volante por volumen ( $F_v=0.20$ ) se hubiera especificado un porcentaje de peso igual al 20% ( $F_a=0.20$ ), podría convertirse a  $F_v$  empleando  $G_p=2.40$  y la fórmula apropiada:

$$F_v = \frac{1}{1 + \frac{G_p}{3.15} \frac{1}{F_a} - 1} = \frac{1}{1 + \frac{2.40}{3.15} \frac{1}{0.20} - 1}$$

$$F_v = \frac{1}{1 + \frac{2.40}{3.15} \frac{1}{0.20} - 1} = \frac{1}{4.048} = 0.247$$

En este caso, el 20% por peso es casi el 25% por volumen absoluto. La relación equivalente  $A/(C+p)$  por volumen, se debe calcular nuevamente para esta condición, puesto que  $F_v$  ha sido cambiado de la originalmente supuesta en este ejemplo:

$$\begin{aligned} \frac{A}{(C+p)} &= \frac{3.15 * \frac{A}{C}}{3.15 * 1 - F_v + G_p F_v} \\ &= \frac{3.15 * (0.60)}{3.15 * 0.75 + 2.40 * 0.25} = \frac{1.89}{2.36 + 0.60} = \frac{1.89}{2.96} = 0.64 \end{aligned}$$

El total del material cementante sería  $160/0.64 = 250$  kg; de este peso, el 20%  $F_v=0.20$  sería de la ceniza volante  $(250) (0.20) = 50$  kg. y  $250 - 50 = 200$  kg de cemento.