



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERÍA

***“DETALLADO DE ACERO DE
REFUERZO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO”***

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE :

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

C. MARCOS GERVACIO JIMÉNEZ

DIRECTOR DE TESIS:

ING. FRANCISCO DE JESÚS CHACÓN GARCÍA

“En la vida, uno debe formarse retos,
si ya los tienes, busca unos nuevos.
Porque morir, es no tener metas y
mucho menos esforzarse”.

M. Gervacio

... a mi familia:
Mis padres: Justino y Leticia.
Mis hermanos: Carlos, Héctor y Ariana

“DETALLADO DE ACERO DE REFUERZO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO”

Introducción	
I. Acero de refuerzo en México	
I.1 Antecedentes históricos	5
I.2 Aceros de refuerzo comerciales	9
I.3 Ventajas y desventajas	13
II. Necesidad del acero de refuerzo	
II.1 Aceros mínimos	17
II.2 Fuerza cortante	19
II.3 Fuerza axial	30
II.4 Momento flexionante	36
II.5 Momento torsionante	45
III. Habilitado de acero de refuerzo	
III.1 Método tradicional	54
III.2 Métodos Actuales	58
III.3 Comparación de costos	65
IV. Detalles de refuerzo	
IV.0 Requisitos generales	72
IV.1 Refuerzo en losas macizas	90
IV.2 Refuerzo en losas reticulares	96
IV.3 Refuerzo en vigas	97
IV.4 Refuerzo en columnas	104
IV.5 Refuerzo en zapatas	111
IV.6 Refuerzo en muros	116
IV.7 Refuerzo en uniones	126
V. Conclusiones	134
Anexo (III.3)	138
VI. Bibliografía	

Introducción.

El concreto es una mezcla de arena, grava, roca triturada u otros agregados unidos en una masa rocosa por medio de una pasta de cemento y agua. En ocasiones, uno a más aditivos se agregan para cambiar ciertas características del concreto, tales como la ductilidad, la durabilidad y el tiempo de fraguado.

Igual que la mayoría de los materiales pétreos, el concreto tiene una alta resistencia a la compresión y una baja resistencia a la tensión, de aquí nace la necesidad de refuerzo. El concreto reforzado es una combinación de concreto y acero, en la que el refuerzo proporciona la resistencia a tensión.

El acero de refuerzo es también capaz de resistir fuerzas de compresión, y se usa en columnas así como en otros miembros estructurales.

El refuerzo usado en estructuras de concreto puede ser en forma de barras o de malla soldada de alambre. Las barras pueden ser lisas o corrugadas.

Las barras corrugadas, que tienen protuberancias laminadas en sus superficies (los patrones varían según los fabricantes), para aumentar la adherencia entre el concreto y el acero. Estas barras se usan en casi todos los casos (vigas, columnas, zapatas, losas, etc.). El alambre que se usa en las mallas también tiene corrugaciones que funcionan al igual que en las barras, para mejor adherencia.

Las barras lisas no se usan con frecuencia, excepto para rodear las barras longitudinales, sobre todo en columnas circulares, estas barras se usan como estribos y espirales o zunchos. ⁽¹⁴⁾

Las acciones en una estructura son las solicitaciones a que puede estar sometida. Entre éstas se encuentran por ejemplo, el peso propio, las cargas vivas, las presiones del viento, las aceleraciones por sismo y los asentamientos irregulares según la calidad del suelo.

La respuesta de una estructura, o de un elemento, es su comportamiento bajo una acción determinada. Puede expresarse como deformación, agrietamiento, durabilidad, vibración. Desde Luego, la respuesta es función de las características de la estructura, o del elemento estructural considerado.

Si se conocen las relaciones.



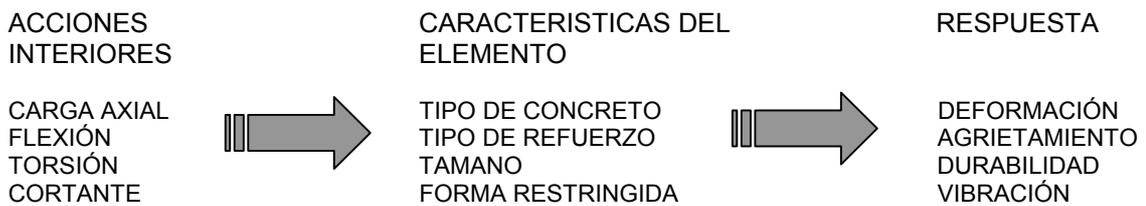
para todas las combinaciones posibles de acciones y características de una estructura se contara con una base racional para establecer un método de diseño. Éste tendrá por objeto determinar EL DETALLADO DE REFUERZO que deberá tener una estructura, para que al estar sometida a ciertas acciones, su

comportamiento o respuesta sea aceptable desde los puntos de vista de seguridad frente a la falla y utilidad en condiciones de servicio.

Para establecer una base racional de diseño será necesario, entonces obtener las características acción – respuesta correspondientes a las acciones más frecuentes sobre distintos elementos estructurales.

Con esta información se puede delimitar el rango de solicitaciones bajo las cuales el elemento se comportará satisfactoriamente una vez en condiciones de servicio.

Es necesario establecer las relaciones de acciones entre los elementos siguientes. ⁽⁵⁾



En el contenido de esta tesis, se explicará el “DETALLADO DE ACERO DE REFUERZO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO”.

El Primer capítulo, habla comenzando en los antecedentes históricos, de la necesidad del refuerzo en el concreto, para obtener un elemento que sea efectivo en la compresión y en la tensión. Además de las características de los aceros comerciales que actualmente se fabrican y se usan en México. Concluyendo con este capítulo se hace un comparativo de ventajas y desventajas del concreto reforzado.

El segundo capítulo, está dedicado al estudio de las necesidades del acero de refuerzo, que tiene que ver con las acciones interiores de un elemento de concreto, donde participan los fenómenos: fuerza cortante, carga axial, flexión y torsión. Para obtener una respuesta que comienza como objetivo fundamental, con el tipo de refuerzo, para hacer frente a las demandas de las acciones interiores que surgen en un elemento sometido a las distintas cargas antes mencionadas.

En el tercer capítulo se tratan los aspectos del habilitado de acero de refuerzo, donde se hace un comparativo de dos métodos constructivos: tradicionales y actuales. Los tradicionales, tienen que ver desde la limpieza del terreno, pasando el habilitado de acero, fabricación de estribos, corte y doblaje de varillas hasta acabados finales de una obra. Los actuales, tiene que ver con todo lo prefabricado, estribos, trabes, losas entre otros, que generalmente son complemento de los métodos tradicionales. Ambos tienen ventajas y desventajas, estas se reflejan en los costos.

En el capítulo cuarto se analizan los detalles de refuerzo de distintos elementos estructurales: losas macizas, losas reticulares, vigas, columnas, zapatas, muros y uniones (columna – viga). Donde el objetivo es obedecer los lineamientos que las

normas recomiendan, en este caso las locales del Distrito Federal y algunas del American Concrete Institute, que básicamente recomiendan, una serie de detalles del acero de refuerzo para tener una seguridad, contra eventualidades como: sismos, vientos y asentamientos irregulares principalmente.

El capítulo cinco, habla de las conclusiones que se generan en la explicación de los capítulos anteriores de esta tesis, además de algunas recomendaciones extras, que complementan la idea del buen ejercicio y desarrollo en campo del detallado de acero en las estructuras de concreto.

Finalmente el capítulo seis, contiene todas las fuentes de información que se utilizaron en esta tesis.

I. Aceros de Refuerzo en México.

I.1 Antecedentes Históricos.

Los primeros rastros de su empleo se encuentran en el Asia Menor unos 6,000 años Antes de Cristo (A.C.), si bien en una forma primitiva, se han encontrado, correspondientes a la cultura Babilónica, centenares de tablas de barro cocidas al sol, empleadas para construcciones de toda índole, con una adecuada adición de finos. Sin embargo, una aplicación mas próxima a lo que hoy en día lleva tal nombre, se tiene en torno a los 4,000 años A.C. en el antiguo Egipto, en donde se emplea en forma general para la unión de bloques de piedra tallada. Las colosales construcciones faraónicas, han llegado hasta nosotros sin daño alguno. Centenares de miles de cubos de piedra unidos por mortero de yeso, conservan sus líneas y niveles originales, si bien los recubrimientos exteriores han sido finalmente pulverizados, y aún han desaparecido del todo, por la acción del intemperismo.

Unos dos siglos A.C., se aplicó en China un procedimiento a base de barros con alto contenido de piedra natural, para la construcción de la imponente Muralla China. En ella se consolidaban grandes masas de arcilla mezcladas con trozos de roca, siguiendo una alineación determinada, agregando solamente la cantidad de agua necesaria para que la mezcla fuese trabajable. La Muralla China, indudablemente una de las mayores edificaciones humanas, se extiende en una longitud mayor de los 2450 Km, por terrenos bastante accidentados, con una altura constante de 16 m, y una ancho de 8 m, sin contar magnitud de torres, bastiones, puertas, etc. Puede calcularse que el volumen empleado de material apisonado que se utilizó en dicha obra, es de 260,000,000 m³.

En la Roma Imperial, 100 años A.C. fue iniciado el empleo de cal apagada con tierra puzolánica. Este procedimiento que se cultivó hasta unos 4 siglos más tarde, se extendió a multitud de obras, muchas de las cuales fueron originales, es decir, que por vez primera, se aplicaba el uso del concreto a ellas ejemplo son los varios centenares de kilómetros de acueductos, de geometría casi invariable en su sección. Tomando en cuenta como modelo el acueducto que surtía de agua a la ciudad de Colonia, en Alemania, en ella se distinguen 2 etapas constructivas; la primera, colando la base y las paredes hasta una altura de 1.4 m, y, a partir de esa cota, se construye una bóveda circular de unos 30 cm de espesor, que se mantiene constante en paredes y base. Se distingue el empleo de moldes, al menos parcialmente, en todo este proceso. Este acueducto, de más de 80 km de longitud, estuvo en servicio unos 1,000 años, hasta que fue aprovechado como cantera para la construcción de otras obras. Pruebas de compresión realizadas en probetas labradas en los restos de este acueducto, arrojan valores extraordinariamente altos, ya que sobrepasaron los 1,000 kg/cm². Claro que dicha resistencia no puede ser interpretada como lo hacemos comúnmente “ a los 28 días”, ya que es material que tiene 2,000 años de edad. Sin embargo, la cifra nos da una idea clara de la enorme resistencia de la obras de la antigüedad.

Sería cansado enumerar más aplicaciones en este lapso. Sin embargo, es conveniente mencionar una aplicación del concreto reforzado a las losas de México precortesiano. En la región del Tajín, correspondiente a la cultura totonaca, se encuentran edificaciones cuyos techos y aún entrepisos, se encuentran hechos por una mezcla, apisonada en varios estratos, de cal y agregados inertes. El refuerzo estaba proporcionado en parte por fibras vegetales, y el hecho de que se cubrieran claros mayores de 5 m y que se encuentren restos de miles de m² de tales losas, nos hace afirmar que los totonacas tuvieron un conocimiento correcto del trabajo de flexión de la losa.

La época moderna del concreto nace cuando Smeaton, en 1756, utiliza la marga calcinada de cal, para la construcción de faro de Eddingstone, en Inglaterra. Lorient fue conocido en su tiempo por haber inventado una nueva clase de mortero en 1774; a Fleuret se le atribuye el invento de la piedra artificial (1807); Una década más tarde, Parker fabrica la cal hidráulica.

El concreto reforzado debe su evolución a las etapas históricas de los elementos que lo integran: acero y concreto fueron protagonistas del desarrollo comercial que priva a la fecha. En el campo de la construcción; la industria del acero ya operaba independiente hasta 1818, cuando Vicat, ingeniero de puentes y carreteras, formuló un proceso para regular las propiedades de los materiales que se extraían de las canteras, los cuales en ese momento eran de calidad incierta para el resultado del producto final. Al mismo tiempo dio al mortero y más tarde al concreto, confiabilidad para usarlo en la construcción en cualquier lugar y momento. En 1819, el Alemán John fundamenta el conocimiento científico del calcinado del cemento.

En 1850 había sólo cuatro fábricas de cemento en Inglaterra (entre ellas la famosa Portland) y una en Francia. El desarrollo definitivo coincidió con la revolución industrial, que llevó por el mundo una importante modificación del aparato productivo, por ejemplo, en Los Estados Unidos de Norte América se inventaron los hornos rotativos, lo que incrementó considerablemente la productividad; la piedra caliza (materia prima) y el carbón (energía) permitieron mejorar el producto a menor costo; nuevas técnicas de llenado se conocieron; la organización de distribución se implementó (agencias, comercios, publicidad) y la investigación se intensificó (las fabricas tenían sus propios laboratorios principalmente en Alemania). Así el concreto fue inferido por el reforzamiento del acero.

Rancourt de Charleville, con título de ingeniero, fue autor de un tratado sobre mortero en 1852. A partir de esta fecha, el crecimiento del concreto es vertiginoso. El maestro albañil Aspdin obtiene el primer cemento Portland en 1857 cinco años más tarde, mediante el calcinado de la piedra caliza y de su mezcla posterior de arcilla, con una calcinación final.

Los usos del concreto reforzado no son bien conocidos. Muchos de los trabajos iniciales fueron hechos por dos franceses, Lambot y Joseph Monier. Alrededor de 1850, Lambot construyó un bote de concreto reforzado con una red de alambres o barras paralelas. Sin embargo, se le acredita a Monier la invención del concreto reforzado. En 1867 él recibió la patente para la construcción de

receptáculos de concreto reforzado con una malla de alambre de hierro, su meta era al trabajar con este material, para obtener un bajo peso sin tener que sacrificar resistencia. De 1867 a 1881 Monier recibió patentes para la fabricación de durmientes, losas de piso, puentes peatonales, edificios y otros elementos de concreto reforzado en Francia y en Alemania.

E.L. Ransome, de San Francisco, usó concreto reforzado en los primeros años de la década en 1870 y fue inventor de las barras corrugadas, para las que obtuvo la patente en 1884. Estas barras, que eran cuadradas en su corte transversal, se torcían en frío con una vuelta completa de una longitud de no más de 12 veces el diámetro de la barra. El propósito de torcerlas era proporcionar mejor adherencia entre el concreto y el acero.

Thaddeus Hyatt, un americano, fue probablemente la primera persona en analizar correctamente los esfuerzos en una viga de concreto reforzado y en 1877 publicó un libro de 28 páginas titulado *An Account of Some Experiments with Portland Cement Concret, Combined with Iron as a Building Material*. Este libro encaminó el uso del concreto reforzado, Además de que Hyatt puso mucho énfasis en la alta resistencia del concreto al fuego.

Aun cuando por 1890 no se entendía todavía con claridad las funciones del concreto reforzado, Otro francés, Francois Coignet, prescribió la dosificación, los armados, el cálculo, norma de elaboración del material y la de las materias primas y teorizó lo básico que sirvió para el desarrollo de varios sistemas (Cottancin, Hennebique, Randsome, entre otros), que consisten todos en ahogar el acero en el concreto para formar vigas, muros, losas, tubos, columnas, etc. y donde la forma del acero marcaba la diferencia. Hennebique colocaba anillos para controlar el cortante de manera más económica y Randsome alineaba espirales de acero para tener adherencia con el concreto.

Arena, grava, cemento y agua propiamente dosificados y acero colocado adecuadamente eran los ingredientes del nuevo material donde la diferencia (comportamiento mecánico, dosificación y forma y configuración del acero) lo distinguió de los sistemas en uso de esa época.

Pero ¿es en realidad el concreto reforzado un material de construcción? La pregunta obliga a plantear otra más precisa, ¿qué es un material de construcción?. En la arquitectura y en la ingeniería el material de construcción es además del sustento físico de la estructura, un medio para la estética de la construcción y por tanto para hablar de su esencial propósito es necesario referirse al resultado de una unión entre utilidad y arte.

“Sería un material que permitiera plasmar las inquietudes de la época, la piedra, la madera, y aun el acero no eran suficientes; ese material fue el concreto reforzado. Tenía el cuerpo de la piedra y el alma de acero: sólido y flexible, resistente y de menor peso, además de sus características espaciales”.

La piedra y la madera como materiales de construcción se tienen desde tiempos remotos y aportan estilos de construcción basados en técnicas de adherencia y

ensamble. También el concreto llegó para ser protagonista en el desarrollo de la arquitectura y en la construcción en general.

El concreto reforzado colocó su tecnología de uso o más precisamente los métodos de aplicación pero además promovió profesionales distinguidos unos de otros, proveedores, empresarios e ingenieros, que fueron eslabones de la cadena dispersa pero en armonía. Así, el concreto reforzado no fue un material que sufrió una serie de transformaciones naturales hasta alcanzar un estado final para corresponder a su similitud en la construcción, más bien es un producto del genio creativo del hombre que toma la materia prima y la adecua para la elaboración del material por medio de procesos gobernados por las leyes físicas y químicas, pudiendo conocer su comportamiento mecánico con el apoyo de la ciencia y por tanto su razón de ser diferente al de la madera y al de la piedra, materiales cuyas aplicaciones en la construcción han llegado a la aplicación de una evolución natural donde los conocimientos adquiridos pasaron de generación en generación y las técnicas de uso no varían significativamente durante su desarrollo. Por tanto, es posible decir que la materia prima es al mismo tiempo el material de construcción cuando nos referimos a la piedra y la madera.

Las bondades del concreto reforzado pronto lo hacen ser utilizado en todas las obras de la Ingeniería; en estructuras para la habitación, tiene la ventaja enorme de no ser combustible. Esta cualidad tan apreciada hizo acelerar los estudios para el dimensionamiento de secciones. Después de varios intentos en Europa y en Estados Unidos, se llegó a determinar el verdadero trabajo interno del concreto armado. El primer cuerpo de especificaciones para este material apareció en 1904 "El Código Prusiano".

El concreto armado llega a México.

En 1901 se estableció en la ciudad de México la primera empresa constructora de concreto armado formada por el contralmirante Ángel Ortiz Monasterio, padre del arquitecto Manuel Ortiz Monasterio y representante de la casa Hennebique, el Ingeniero Miguel Rebolledo y el coronel Fernando González. Fue sumamente importante el entusiasmo de González y los conocimientos de Rebolledo. Desde entonces, el concreto armado encontró rápida aceptación en nuestro país.

La primera obra significativa se erigió en la ciudad de Mérida, Yucatán. Fue el edificio llamado entonces Ferretería del Condado, construido según escribió Rebolledo a principios de 1904 enteramente de Betón Armado desde los cimientos. Inclusive columnas y pisos con sobrecarga de $1,000 \text{ kg/m}^2$, escaleras, etc. Mencionó que estaba en proceso de ejecución la ampliación de la Secretaría de Relaciones Exteriores, inmueble al que correspondió la gloria de haber sido el primer edificio de concreto armado levantado en la Ciudad de México y el cual demolieron en mayo de 1964 para dar paso a la prolongación de la avenida Paseo de la Reforma. Dicho edificio fue proyectado por el Ing. Nicolás Mariscal. También paralelamente cabe citar su participación en las primeras clases sobre este tema, que fueron impartidas en la Escuela Nacional de Ingenieros, antiguo Minería, en 1909, con el nombre de "Academias libres de concreto armado".

I.2 Aceros de refuerzo comerciales.

El acero de refuerzo se coloca para quedar ahogado en la masa de concreto, ya sea colado en obra o precolado, para tomar esfuerzos debidos a carga, cambios volumétricos por fraguado y/o cambios de temperatura.

Una varilla fabricada con acero de refuerzo es cualquier varilla de acero, corrugada o lisa, para refuerzo de concreto, que se ajusta a las especificaciones A-615, A-616, A-617, o A-706 del ASTM; generalmente se corta con una longitud especificada, o se corta y dobla a una longitud y una configuración especificada. La malla soldada de alambre liso o corrugado que se ajusta a las disposiciones A-185, o A-497 del ASTM, también se consideran refuerzo de concreto dentro de esta definición. Otros materiales empleados como refuerzo del concreto y otros procesos de corte y doblado no están incluidos dentro de esta definición.

El acero usado para refuerzo se clasifica en:

a) Según su procedencia, de:

1. Lingote.
2. Palanquilla.
3. Eje (para varilla lisa)

b) Según el acabado.

1. Corrugado.
2. Liso.

c) Según su presentación en:

1. Varillas sueltas o separadas.
2. Malla electro soldada (hoja o rollo).
3. Paquetes enrollados.

d) Según uso:

1. Refuerzo normal.
2. Preesfuerzo.

e) Según su grado:

1. Para varillas lisas o corrugadas 30, 42, 50 y 60.
2. Para alambre corrugado, liso o torón, 50, 60, 132, 140, 170 y 190.

El acero para reforzar concreto se utiliza en diferentes formas. La más común es la barra o varillas que se fabrican tanto de acero laminado en caliente como de acero trabajado en frío. Los diámetros usuales de las barras producidas en México varían de ¼" a 1½". (Algunos productores han fabricado barras corrugadas de 5/16", 5/32" y 3/16".), no obstante en otros países se usan diámetros aun mayores.

Todas las barras, con excepción del alambroón de ¼", que generalmente es liso, tiene corrugaciones en la superficie, para mejorar su adherencia con el concreto,

la tabla I.2.1 proporciona datos sobre las características principales de las barras de refuerzo, así como la nomenclatura para identificarlas.

Tabla I.2.1

Barra no.	Diámetro mm	Peso kg/m	Área cm ²	Perímetro cm
2	6,4	0,248	0,32	2,01
2,5	7,9	0,388	0,49	2,48
3	9,5	0,559	0,71	2,98
4	12,7	0,993	1,27	3,99
5	15,9	1,552	1,99	5,00
6	19	2,235	2,84	5,97
7	22,2	3,042	3,87	6,97
8	25,4	3,973	5,07	7,98
9	28,6	5,028	6,42	8,98
10	31,8	6,207	7,94	9,99
11	34,9	7,511	9,57	10,96
12	38,1	8,938	11,40	11,97

Observaciones.

Los diámetros, áreas y pesos se ajustan a la norma de la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial. Según esta norma, el diámetro nominal y el área de una barra corresponden a los que tendría una barra lisa, sin corrugaciones, del mismo peso por metro lineal; todas las barras, con excepción de la No. 2, están corrugadas.

Varillas corrugadas.

Estas varillas se fabrican con diversas resistencias a la tensión y límites de fluencia, los cuales deben cumplir con los siguientes valores mínimos, mencionados en las siguientes tablas: I.2.2, I.2.3, I.2.4.

Tabla I.2.2

Grado	Límite de fluencia kgf/mm ²	Resistencia a la tensión kgf/mm ²	Alargamiento % en 200 mm de long calibrada
30	mín. 30	50	13 (var. no. 2, 2,5, 3) 12 (var. no. 4, 5, 6) 11 (var. no. 7) 10 (var.no. 8) 9 (var. no. 9) 8 (var. no. 10) 7 (var.no. 11 y 12)
42	mín. 42 max.55	63	9 (var. no. 2 a 6) 8 (var. no. 7 y 8) 7 (var.no. 9 a 12)
42	mín. 42 max.55	56	14 (var. no. 2 a 6) 12 (var. no. 7 y 8)

Varillas corrugadas de acero proceden de lingote o palanquillas.

Tabla I.2.3

Grado	Limite de fluencia kgf/mm ²	Resistencia a la tensión kgf/mm ²	Alargamiento % en 200 mm de long calibrada
42	42	52	8
50	50	60	8
60	60	70	8

Varilla corrugada torcida en frío de acero procedente de lingote o paranquilla.

Alambre de acero estirado en frío, liso o corrugado.

Tabla I.2.4

Grado	Limite de fluencia kgf/mm ²	Resistencia a la tensión kgf/mm ²	Alargamiento mín. (%)	Reducción Área mín (%)
50	50	57	6	30
60	60	70	4 (var 6,4 a 7,9 mm) 3 (var 4 a 4,8 mm)	25

Alambre liso o corrugado

En México se cuenta con una variedad relativamente grande de aceros de refuerzo. Las barras laminadas en caliente pueden obtenerse con límites de fluencia desde 2,300 hasta 4,200 kg/cm². El acero trabajado en frío alcanza límites de fluencia de 4,000 a 6,000 kg/cm². En los países escandinavos se usan barras con límites de fluencia hasta de 9,000 kg/cm²

Una propiedad importante que debe tenerse en cuenta en refuerzos con detalles soldados es la soldabilidad. La soldadura de aceros trabajados en frío debe hacerse con cuidado. Otra propiedad importante es la facilidad del doblado, que es una medida indirecta de la ductilidad y un índice de su trabajabilidad.

Se ha generalizado el uso de las mallas como refuerzo de las losas, muros y algunos elementos prefabricados. Estas mallas están formadas por alambres lisos unidos por puntos de soldadura en las intersecciones. El acero es del tipo trabajado en frío, con esfuerzos de fluencia del orden de 5000 kg/cm². El espaciamiento de los alambres varía entre los 5 y 40 cm y los diámetros de 2 a 7 mm. Generalmente se usan alambres corrugados para lograr mejor adherencia.

Tabla I.2.5

Diámetro (mm)	Limite de fluencia kgf/mm ²	Resistencia a la tensión kgf/mm ²	Longitud calibre mm.	Reducción Área mín. (%)
2	176	220	20	4
5	140	175	180	3,5
7	132	165	250	3,5

Requerimientos mínimos para el alambre para mallas.

El acero que se emplea en estructuras presforzadas es de resistencia francamente superior a la de los descritos anteriormente. Su resistencia última

varía entre 14,000 y 22,000 kg/cm² y su límite de fluencia, definido por el esfuerzo correspondiente a una deformación permanente de 0.002, entre 12000 y 19 000 kg/cm²

Los cables o torones para presfuerzo comerciales, deben de cumplir por lo menos con.

Tabla I.2.6

Tamaño nominal	Diámetro nominal del torón, en mm.	Resistencia a la tensión kgf	Carga mínima para alargamiento del 1 % en kgf
Grado 176			
1/4	6,35	410	3470
5/16	7,94	660	5580
3/8	9,53	910	7710
7/16	11,11	1220	10430
1/2	12,7	1630	13880
0,6	15,24	2450	20820
Grado 190			
3/8	9,53	1024	8870
7/16	11,11	1410	11950
1/2	12,7	1870	15920
0,6	15,24	2660	22590

Lo señalado en esta tabla es para Límite de fluencia.

Tabla I.2.7

Tamaño nominal	Diámetro nominal del torón, en mm.	Resistencia a la ruptura del torón mínima, en kgf	Área nominal del acero del torón, en mm ²	Masa nominal, aprox. del torón, kg/1000m
Grado 176				
1/4	6,35	4080	23,23	182
5/16	7,94	6580	37,42	294
3/8	9,53	9070	51,61	405
7/16	11,11	12250	69,68	548
1/2	12,7	16330	92,9	730
0,6	15,24	24500	139,35	1094
Grado 176				
3/8	9,53	10430	54,84	432
7/16	11,11	14060	74,19	582
1/2	12,7	18730	98,71	775
0,6	15,24	26580	140	1102

Lo señalado es para resistencia a la ruptura.

I.3 Ventajas y Desventajas.

Ventajas.

Las estructuras de concreto reforzado tienen ciertas características, derivadas de los procedimientos usados en la construcción, que las distinguen de las estructuras de otros materiales.

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

El concreto reforzado se fabrica en estado plástico, lo que obliga a usar moldes que lo sostengan mientras adquiere resistencia suficiente para que la estructura sea autosoportante. Esta característica impone ciertas restricciones, pero al mismo tiempo aporta muchas ventajas, estas son algunas de ellas.

- Una de tantas ventajas es la “moldeabilidad”, propiedad que brinda al proyectista gran libertad en la elección de formas. Gracias a ella, es posible construir estructuras, como los cascarones, que en otro material serían difíciles de obtener.
- El concreto simple, sin refuerzo, es resistente a la compresión, pero es débil en la tensión, lo que limita su capacidad su aplicabilidad como material estructural. Para resistir tensiones, se emplea refuerzo de acero, generalmente en forma de barras, colocando en las zonas donde se prevé que se desarrollaran tensiones bajo las acciones de servicio. El acero restringe el desarrollo de las grietas originadas por la poca resistencia a la tensión del concreto.
- Pero el uso del refuerzo no está limitado a la finalidad anterior. También se utiliza en las zonas de compresión para aumentarla resistencia del elemento reforzado, para reducir las deformaciones debidas a las cargas de larga duración y para proporcionar confinamiento lateral al concreto, lo que indirectamente aumenta su resistencia a la compresión
- En el concreto reforzado, material compuesto que resiste tanto compresiones como tensiones, las primeras la absorbe el concreto, con lo cual enfatiza su calidad de roca, y las segundas, un refuerzo adicional de acero, convenientemente dispuesto. Esta capacidad es particularmente favorable para las estructuras sujetas a flexión, tales como vigas, trabes, losas, cimientos, etc. En piezas sujetas a compresión o a flexo-compresión el comportamiento del concreto armado es excelente, ya que el concreto trabaja en condiciones de alta eficiencia; el acero es comprimido dentro de la masa del concreto. Las piezas de este material compuesto tiene la ventaja de poderse adaptar a cualquier condición de forma que le pida el problema, por rigurosa que sea, lo cual ha podido determinar nuevos elementos estructurales, como los cascarones y las estructuras plegadas.

El acero, dentro del concreto, se encuentra protegido de los agentes del intemperismo, por lo que su trabajo queda garantizado.

- Otra característica es la facilidad con que puede lograrse la continuidad en la estructura. Mientras que en estructuras metálicas el logro de continuidad en las conexiones entre los elementos, implica serios problemas en el diseño y en la ejecución. Mientras que en las estructuras de concreto reforzado el monolitismo es consecuencia natural en las características de construcción.
- El concreto reforzado tiene gran resistencia al fuego y al agua y de hecho es el mejor material estructural que existe para los casos en que el agua se encuentre presente. Durante incendios de intensidad media, los miembros con recubrimiento adecuado de concreto sobre las barras de refuerzo, sólo sufren daño superficial sin fallar.
- Las estructuras de concreto reforzado son muy rígidas y requieren de poco mantenimiento.
- Comparando con otros materiales, tiene una larga vida de servicio. Bajo condiciones apropiadas, las estructuras de concreto reforzado pueden usarse indefinidamente sin merma en sus capacidades de carga. Esto puede explicarse por el hecho de que la resistencia no disminuye con el tiempo, sino en realidad aumenta con los años, debido al largo proceso de solidificación de la pasta de cemento.
- Es prácticamente el único material económico disponible para zapatas, sótanos, muelles e instalaciones similares.
- Se requiere mano de obra de baja calificación para su montaje, en comparación con otros materiales, como el acero estructural.
- El acero de refuerzo es el que toma en los esfuerzos grandes la tensión y en los esfuerzos pequeños la compresión.
- Es acero de refuerzo es el alma de los elementos estructurales: losas, vigas, columnas, zapatas, muros, uniones entre muchas otras, por que es el que toma los esfuerzos tensiones en las zonas críticas y ayuda a combatir junto con el concreto a los esfuerzos de compresión.

Desventajas.

El ingeniero proyectista, para usar con éxito el concreto reforzado, debe estar familiarizado con sus puntos débiles así como de sus puntos fuertes. Algunas de sus desventajas son las siguientes.

Para empezar a conocer algo de las desventajas, existen dos procedimientos principales para construir estructuras de concreto reforzado. Cuando los elementos estructurales se forman en su posición definitiva, se dice que las estructuras han sido coladas *in situ* o colada en el lugar. Si se fabrica en un lugar

distinto del de su posición definitiva en la estructura, el procedimiento recibe el nombre de prefabricación.

El primer procedimiento obliga a una secuencia determinada de operaciones, ya que para iniciar cada etapa es necesario esperar que se haya concluido la anterior. Por ejemplo no puede procederse a la construcción de un nivel en un edificio hasta que el nivel inferior haya adquirido la resistencia adecuada. Además es necesario a menudo construir obras falsas muy elaboradas y transportar el concreto fresco del lugar de fabricación a su posición definitiva, Se debe contar también en este caso el habilitado de acero y el lugar donde se colocara para evitar la corrosión, operaciones que influyen decisivamente en el costo.

Con el segundo procedimiento se economiza tanto en la obra falsa como en el transporte del concreto fresco y se pueden realizar simultáneamente varias etapas de la construcción. Por otra parte, este procedimiento presenta el inconveniente del costo adicional de montaje y transporte de los elementos prefabricados y, además, el problema de desarrollar conexiones efectivas entre los elementos.

- Como desventaja se ha visto que en general las estructuras de concreto reforzado, a partir de cierta longitud, dejan de ser económicas debido a que la carga muerta se incrementa notablemente en los claros, y, por consecuencia, aumenta su costo.
- Se requieren cimbras para mantener en concreto reforzado en su posición hasta que endurece suficientemente. Además puede requerir obras falsas o apuntalamientos para apoyar las cimbras de techos, muros o estructuras similares hasta que los miembros de concreto adquieren suficiente resistencia para soportarse por sí mismos. La obra falsa es muy cara.
- Las propiedades del concreto varían ampliamente debido a las variaciones en su dosificación y mezclado. Además, el colado y el curado del concreto no son tan cuidadosamente controlados como la producción de otros materiales, por ejemplo en acero estructural y la madera laminada.
- Cuando en la obra llega la hora de pedir el habilitado de acero, si por alguna razón no hay distribuidora cercana al lugar de la obra, tiene como resultado una elevación del costo, porque es posible hablar de un flete.
- El acero de refuerzo, en estos tiempos tiene un costo comparado con el concreto más elevado.
- Cuando el ingeniero proyectista, hace los planos de detallado de acero, él generalmente no toma en cuenta el desperdicio del acero generado por los cortes y traslapes de las varillas en obra, esto implica que podría representar al final un porcentaje del costo total de la obra.
- El habilitado de acero en obra, debe hacerse con mucho cuidado, ya que el acero expuesto a la intemperie tiene como consecuencia a la corrosión y

esta lleva a problemas en la estructura de adherencia, esto aumenta el costo, por lo que es evidente que se debe de hacer una obra falsa para el almacenamiento del acero.

Finalmente el proyectista debe elegir entre muchas alternativas, guiándose siempre por las ventajas económicas, constructivas y técnicas que pueden obtenerse en cada caso. Cualquiera que sea la alternativa que escoja, esta elección influye de manera importante en el tipo de estructuración que se adopte.

II. Necesidad del acero de refuerzo

II.1 Aceros mínimos.

- *Fuerza cortante.*

Refuerzo mínimo

En vigas debe suministrarse un refuerzo mínimo por tensión diagonal cuando la fuerza cortante de diseño, V_u , sea menor que V_{cR} . El área de refuerzo mínimo para vigas será la calculada con la siguiente expresión (NTC-2004):

$$A_{v,min} = 0.30 \sqrt{f_c} * \frac{b s}{f_y}$$

Los reglamentos suelen especificar porcentajes mínimos aproximados para casos particulares, obtenidos con base en consideraciones semejantes. Por ejemplo, el Reglamento ACI 318-89 establece que la relación mínima debe ser.

$$p_{min} = \frac{A_{s,min}}{b d}$$

Este refuerzo estará formado por estribos verticales de diámetro no menor de 7.9 mm (número 2.5), cuya separación no excederá de medio peralte efectivo, $d/2$.

- *Fuerza axial.*

Refuerzo mínimo.

Los porcentajes mínimos de refuerzo recomendados para columnas son, por lo general, mayores que los recomendados para vigas. En los reglamentos de construcción suelen especificarse porcentajes mínimos del orden del 1%. las NTC-2004 indican que la relación entre el área de refuerzo vertical y el área total de la sección no sea menor que $20/f_y$ estando f_y expresado en kg/cm^2 . También se recomienda usar por lo menos una barra en cada esquina de columnas no circulares y un mínimo de seis barras en columnas circulares.

- *Momento flexionante.*

Refuerzo mínimo.

En vigas el refuerzo mínimo de tensión en secciones de concreto reforzado, será el requerido para que el momento resistente de la sección sea por lo menos 1.5 veces el momento de agrietamiento de la sección transformada no agrietada. Para valuar el refuerzo mínimo, el momento de agrietamiento se obtendrá con el módulo de rotura no reducido, $\overline{f_f}$.

El área mínima de refuerzo de secciones rectangulares de concreto reforzado de peso normal, puede calcularse con la siguiente expresión aproximada

$$A_{s,min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c'}}{f_y} b d$$

donde b y d son el ancho y el peralte efectivo, no reducidos, de la sección, respectivamente.

Sin embargo, no es necesario que el refuerzo mínimo sea mayor que 1.33 veces el requerido por el análisis.

- *Momento Torsionante*

Refuerzo mínimo por torsión

Refuerzo transversal

En los elementos en que se requiera refuerzo por torsión, deberá proporcionarse un área de acero transversal mínima que se calculará con la siguiente expresión:

$$A_v + 2A_t = 0.30 \sqrt{f_c'} \frac{b s}{f_{yv}}$$

Refuerzo longitudinal

Debe proporcionarse un área de acero longitudinal mínima que está determinada por:

$$A_{st,min} = \frac{1.3 \sqrt{f_c'} A_{cp}}{f_y} - \frac{A_t}{s} p_h \frac{f_{yv}}{f_y}$$

En donde $\frac{A_t}{s}$ no deberá ser menor que $1.75 \frac{b}{f_{yv}}$ cm.

Notas:

A_v es el área transversal de dos ramas de un estribo cerrado y

A_t es el área transversal de una sola rama de un estribo cerrado, en cm^2 resiste torsión, colocado a una separación s ;

s separación de los estribos que resisten la torsión;

f_{yv} esfuerzo especificado de fluencia de los estribos; el cual no excederá de $4\,200 \text{ kg/cm}^2$; y

A_{cp} es el área de la sección transversal incluida en el perímetro exterior del elemento de concreto.

p_h perímetro, medido en el eje, del estribo de refuerzo por torsión más alejado.

Todas las recomendaciones antes mencionadas, son trabajos de doblado y cortado en frío.

II.2 Fuerza Cortante

Una forma conveniente de representar la orientación de los esfuerzos en distintos puntos de un elemento, consiste en trazar las redes de trayectorias de esfuerzos principales. Estos diagramas muestran gráficamente la dirección de los esfuerzos principales en cualquier punto del elemento, como se observa en la figura II.2.1, donde se ilustra la típica red de esfuerzos principales, para el caso de una viga libremente apoyada sujeta a carga uniforme.

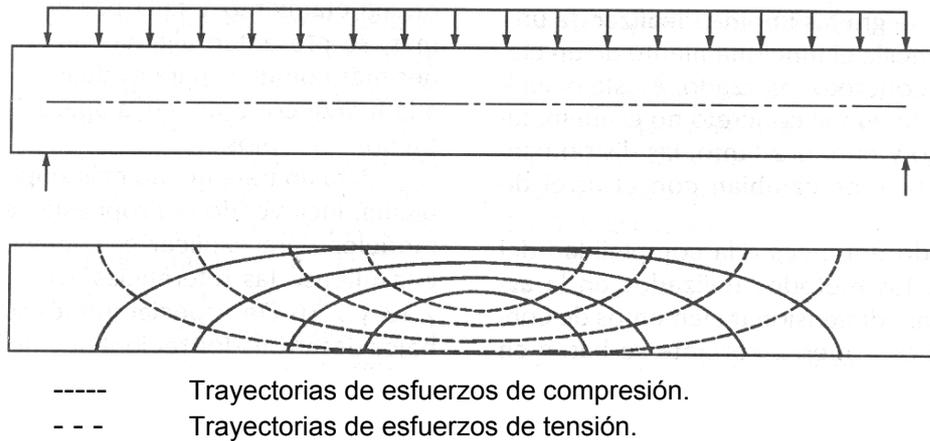


Figura II.2.1

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

En vigas de concreto esto hace necesario proporcionar refuerzo de acero para suplir la falta de resistencia a tensión de concreto en cualquier zona del elemento. El efecto primordial de la fuerza cortante en un elemento de concreto, es el desarrollo de esfuerzos de tensión inclinados con respecto del eje longitudinal del miembro.

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

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

El comportamiento de un elemento de concreto reforzado es bastante más complejo que lo que se ha descrito aquí, pues la distribución de esfuerzos cambia apreciablemente en el momento que se exceden las tensiones que puede soportar el concreto y aparecen grietas. La posición en que se presentan estas grietas no puede predecirse con exactitud, ya que existen variaciones locales en la resistencia del concreto, que no es un material realmente homogéneo.

La presencia de grietas impide idealizar una manera sencilla, el funcionamiento de un elemento de concreto reforzado. A esta dificultad se añade que el concreto no es material elástico y que, por lo tanto, las distribuciones de esfuerzos cambian con el nivel de carga.

Debido entonces a la complejidad del problema, los métodos utilizados en la actualidad para dimensionar elementos de concreto sujetos a fuerza cortante se basan en el conocimiento experimental de su comportamiento. Los estudios experimentales se han concentrado principalmente en la determinación de la resistencia del concreto al agrietamiento inclinado y de la contribución del refuerzo transversal a la resistencia.

Comportamiento y modos de falla.

En esta parte se describen el comportamiento bajo carga y los modos de falla de elemento de concreto en los cuales la acción de la fuerza cortante es importante. Para facilitar este desarrollo se agrupan los elementos en dos tipos distintos:

- Vigas o columnas sin refuerzo transversal en el alma, sujetas a combinaciones de fuerza cortante, momento flexionante y carga axial. Figura II.2.2 inciso a).
- Vigas o columnas con refuerzo transversal en el alma, mostrado esquemáticamente en la figura por estribos verticales y sujetas a las mismas combinaciones que los elementos del punto anterior. Figura II.2.2 inciso b).

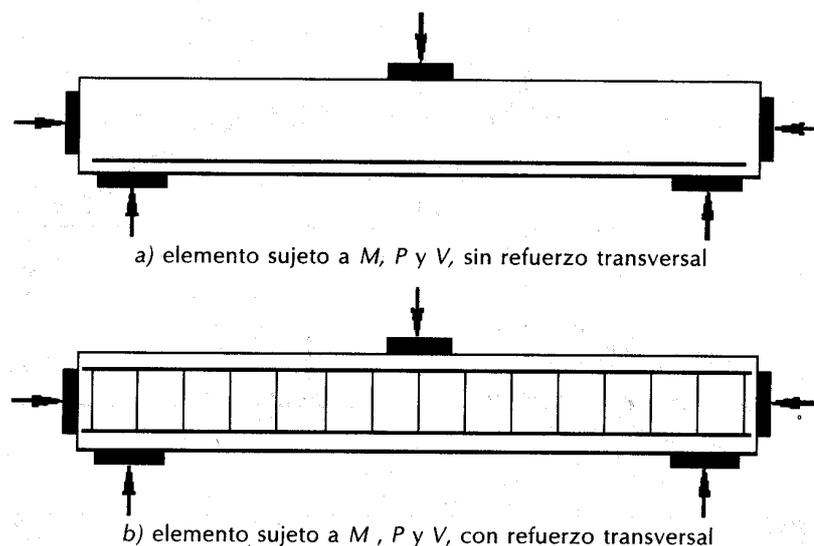


Figura II.2.2

En los elementos sin refuerzo en el alma.

Considérese un elemento sometido a carga mostrada en la figura II.2.3 a), en los primeros incrementos de carga no existe diferencia entre el comportamiento de un elemento que falle por efecto de fuerza cortante y el otro que falle por flexión,

el comportamiento del elemento es esencialmente elástico. Al aumentar las cargas, la fuerza cortante puede originar esfuerzos principales que excedan la resistencia a tensión del concreto, produciendo grietas inclinadas a una altura aproximada de medio peralte.

En miembros sujetos a compresión o tensión axial, las grietas inclinadas se forman a cargas mayores o menores, respectivamente, que la carga que produce el agrietamiento del mismo miembro sin carga axial. A partir de este momento, el comportamiento del elemento difiere en forma importante del correspondiente a un miembro que falle por flexión. La grieta inclinada puede aparecer súbitamente, sin señal previa, y extenderse inmediatamente hasta causar el colapso de la pieza, como se ve en la figura II.2.3 a). En este caso la falla se denomina de *tensión diagonal*.

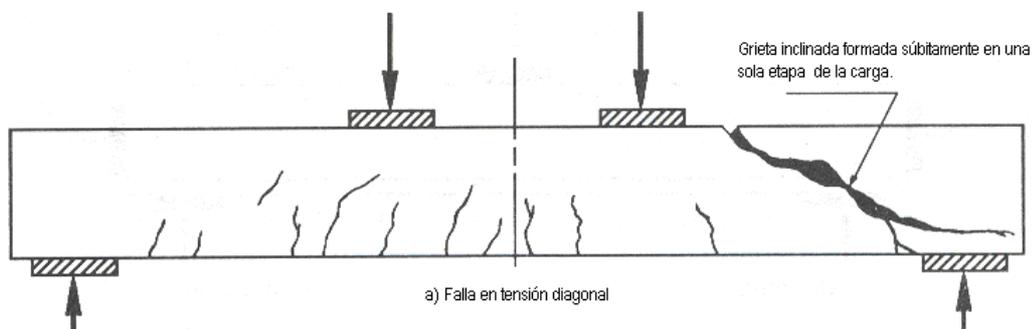


Figura II.2.3 a.

Por otra parte, puede suceder que el agrietamiento inclinado se desarrolle gradualmente y que el colapso de la pieza se produzca finalmente por el aplastamiento de la zona de compresión en el extremo de la zona inclinada, al reducirse considerablemente la zona disponible para soportar los esfuerzos de compresión originados por flexión. En este caso la falla se denomina de *compresión por cortante*. Figura II.2.4 b).

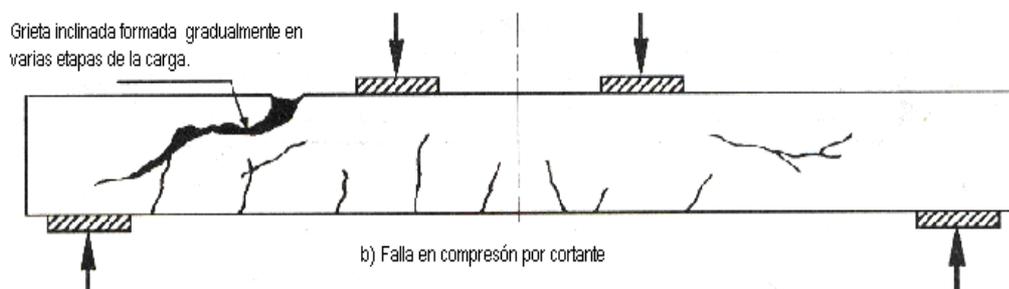


Figura II.2.4 b.

La diferencia esencial entre ambos tipos de falla consiste en que, en una falla por *tensión diagonal*, el agrietamiento inclinado es súbito y causa el inmediato colapso de la pieza. Mientras que en una falla de *compresión por cortante* la pieza puede soportar cargas mayores que la que produce el agrietamiento inclinado.

Algunos autores establecen otro tipo de falla, denominada generalmente de *adherencia por cortante*. Este tipo se caracteriza por que la resistencia se alcanza cuando se presenta extensos agrietamientos longitudinales al nivel del acero de tensión, simultáneos con un aplastamiento ligero en la zona de compresión en el extremo de la grieta inclinada como se muestra en la siguiente figura II.2.5 c).

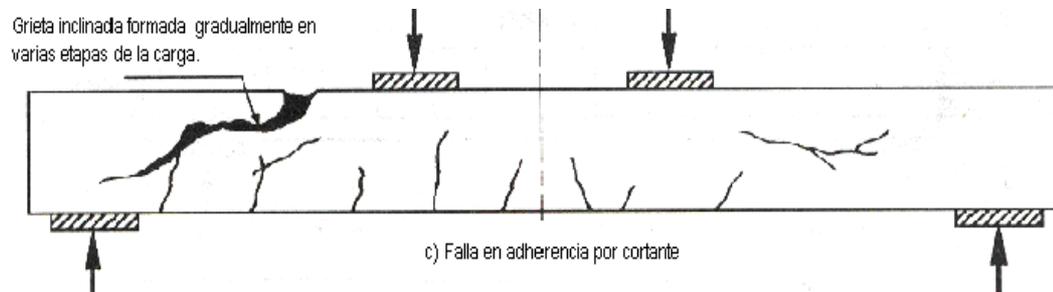


Figura II.2.5 c.

Desde el punto de vista de resistencia, cuando la falla se produce súbitamente al aparecer la primera grieta inclinada importante se dice que el elemento falla en tensión diagonal. Cuando la falla ocurre después de la aparición de una grieta inclinada importante y la resistencia es mayor que la carga que formó esta grieta, se dice aquí que el elemento tuvo una falla en compresión por cortante o en adherencia por cortante, según sea el caso.

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

En general, una grieta inclinada importante es aquella que se extiende a través de casi todo el peralte del elemento y se empieza a prolongar a lo largo del acero de tensión. Varios investigadores la han definido de acuerdo con estos criterios basados en la observación visual del elemento, y, por lo tanto, la carga correspondiente está sujeta a variaciones de orden subjetivo. Sin embargo, esta carga marca en general una importante en el comportamiento de miembro. Cuando la grieta inclinada se produce súbitamente y causa el colapso de la pieza, la carga de agrietamiento es también la resistencia del elemento.

En los elementos con refuerzo en el alma.

El refuerzo transversal, o refuerzo en el alma, que se utiliza en elementos de concreto para aumentar la resistencia a los efectos de la fuerza cortante puede ser de distintos tipos.

En algunos casos se aprovecha parte del acero principal de flexión, doblándolo en zonas donde ya no es requerido para tomar esfuerzos longitudinales, de manera que este se atraviese las regiones donde pueden aparecer grietas inclinadas.

Estas barras, para que sean efectivas, deben anclarse en la zona de compresión (figura II.2.6 a). El tipo de refuerzo transversal de uso más extendido es el estribo (figura II.2.6 b)

En la figura II.2.6 d se ilustran las formas más comunes de este tipo de refuerzo. Comúnmente los estribos son de dos ramas. En "U" o cerrados, siendo los cerrados los más frecuentes. Sin embargo, en algunos casos se utilizan también estribos de cuatro ramas. El tipo de estribo más usual es aquel que tiene sus extremos doblados a 135° . Generalmente los estribos se colocan en posición vertical, por la facilidad de colocación en campo, pero a veces se colocan inclinados con respecto al eje del elemento con un ángulo que varía entre 30° y 60° , siendo 45° la inclinación más común (figura II.2.6 c).

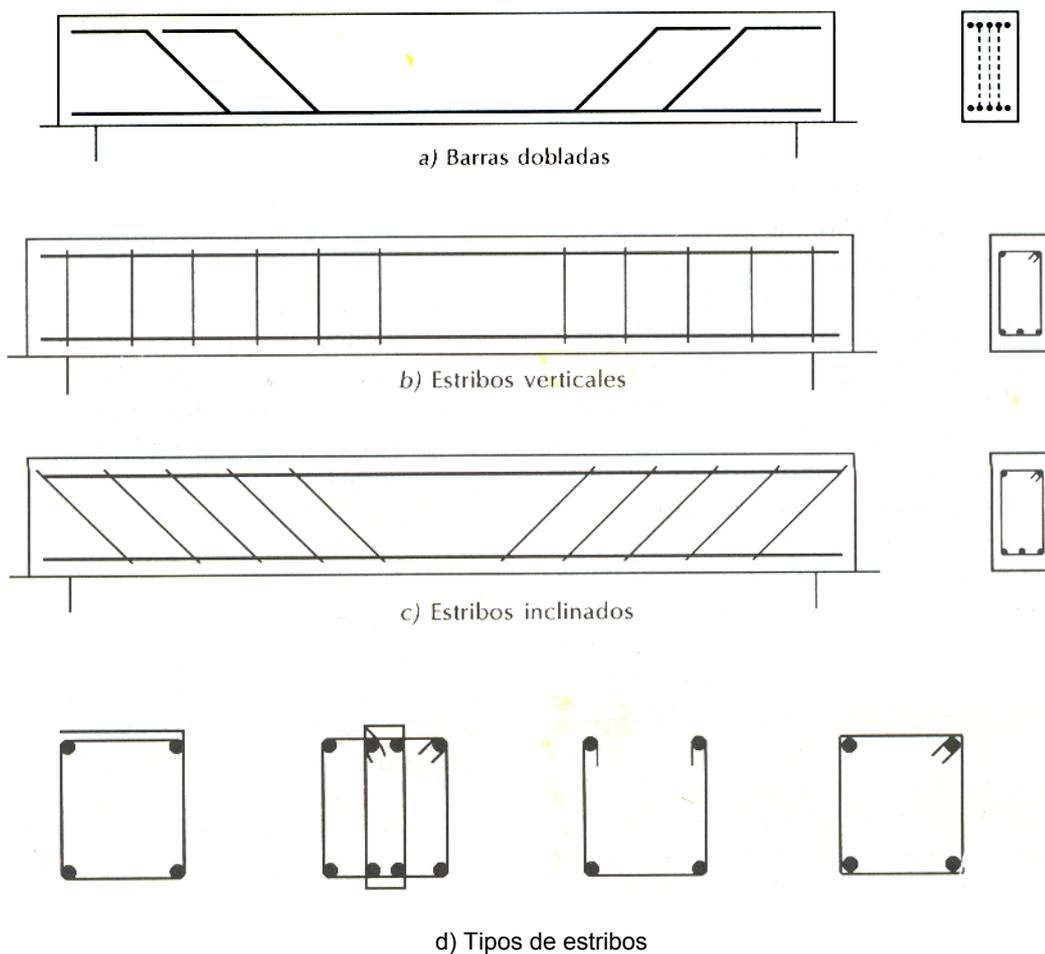


Figura II.2.6 Tipos de Refuerzo Transversal

El comportamiento bajo carga de elementos con refuerzo en el alma, es similar al descrito en los elementos sin refuerzo en el alma, hasta la aparición de las primeras grietas. A partir de ese momento, la presencia del refuerzo restringe el crecimiento de las grietas inclinadas. Si se tiene refuerzo transversal en cantidades suficientes, las grietas inclinadas serán pequeñas y de poca consideración y la falla se producirá en flexión, antes o después de la fluencia del acero longitudinal.

Se ha observado que cualquier que sea el refuerzo transversal que se utilice, éste no contribuye en forma apreciable a resistir los esfuerzos inclinados de tensión hasta que se forman las primera grietas inclinadas en el alma de la pieza; es decir, el refuerzo en el alma influye poco en la magnitud de carga que produce estas grietas. Pero después de la aparición de las grietas, el refuerzo transversal se deforma gradualmente al incrementar la carga, hasta que alcanza su límite de fluencia. Esta condición limita la contribución de este refuerzo a la resistencia del elemento, si este tiene poco refuerzo en el alma, la falla puede producirse por fractura de una o varias de las barras de refuerzo transversal.

Con el objetivo de evitar que el ancho de la grietas inclinadas sea excesivo, las Normas Técnicas Complementarias (NTC-2004) del Reglamento de Construcción para el Distrito Federal (RCDF) vigentes y el Reglamento del American Concrete Institute (ACI) 318-89, indican que el acero transversal tenga un refuerzo de fluencia máximo de 4200 kg/cm².

Es importante tener en cuenta que, para que el refuerzo transversal sea realmente efectivo, debe colocarse a espaciamentos tales, a lo largo del eje de la pieza, que cualquier grieta inclinada potencial que pudiera formarse en el elemento sea cruzada cuando menos por una barra de refuerzo en el alma.

Otro efecto importante del refuerzo en el alma es el incrementar la ductilidad del elemento, al proporcionar confinamiento lateral al concreto sujeto a compresión. Este efecto es de gran importancia en estructuras que pueden estar sujetas a fuerzas sísmicas, en las que el desarrollar una ductilidad adecuada es tan importante como el garantizar la resistencia necesaria.

Mecanismos de falla por cortante.

En estos mecanismos interesa saber si el elemento transmite la carga en una o varias direcciones, se retomará el ejemplo de la figura II.2.2

Miembros sin refuerzo transversal.

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

Para fijar ideas, considérese una viga sin refuerzo transversal, provista de refuerzo longitudinal adecuando y sujeta a una carga concentrada situada a una distancia del apoyo. En la figura II.2.7 se presenta un diagrama de cuerpo libre del elemento después de haberse desarrollado una grieta inclinada. Si se supone que la fuerza cortante en la longitud "a" es constante e igual a la reacción, despreciando, por lo tanto, el efecto del peso propio del elemento y los momentos varían como se muestra en la misma figura.

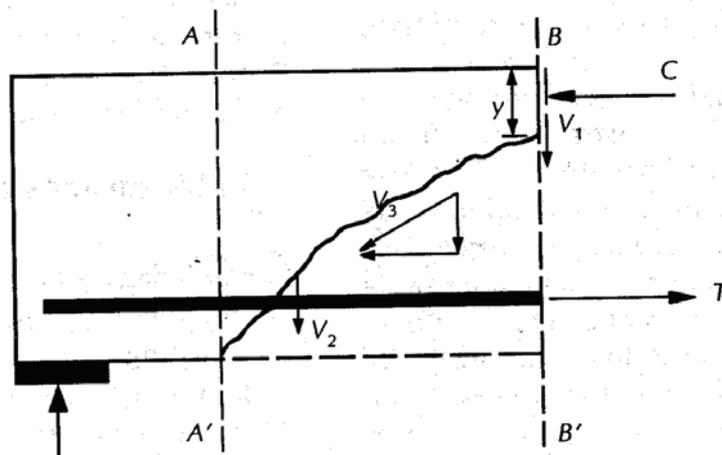
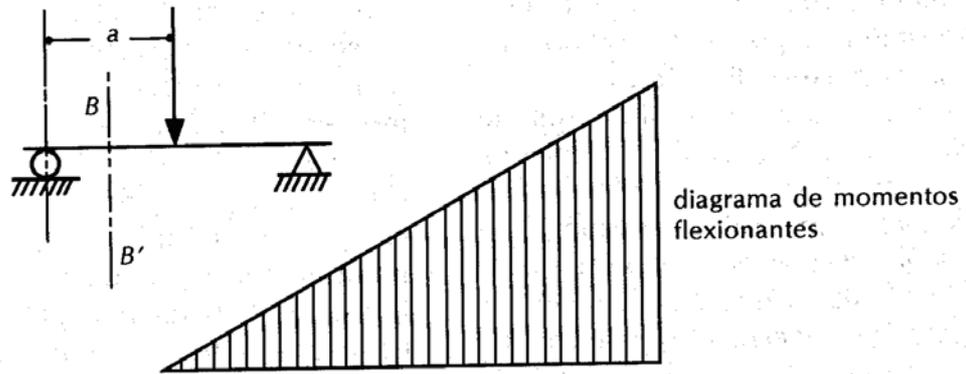


Figura II.2.7

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

La presencia de la grieta inclinada produce tres efectos importantes:

- Reduce la zona disponible para tomar esfuerzos de compresión; la compresión total debe ser tomada íntegramente en la profundidad (ver fig. II.2.7).
- Produce un aumento súbito en la tensión del refuerzo en la sección AA' , hasta que alcanza el valor correspondiente a la sección BB' .
- Reduce el área disponible para tomar la fuerza cortante en la sección. Antes de la aparición de la grieta, la fuerza cortante contribuye de alguna manera a través de todo el peralte del elemento, mientras que después del agrietamiento, la mayor parte de la fuerza cortante tiene que ser resistida por la zona de compresión del concreto (fuerza V_1) y sólo una parte pequeña es resistida por la barra de tensión (fuerza V_2) y por el efecto de

trabazón entre rugosidades de las superficies de las dos caras de la grieta (componente vertical de la fuerza V_3).

En resumen, si al desarrollarse la grieta inclinada, la zona disponible para tomar esfuerzos de compresión es insuficiente, o si el acero es incapaz de desarrollar la adherencia requerida para tomar el incremento de tensión, se produce el colapso del elemento inmediatamente después de formarse la grieta inclinada, y la falla es por tensión diagonal. Si la grieta se estabiliza y el elemento es capaz de tomar carga adicional, la falla será de adherencia por cortante cuando se agote la capacidad de transmitir tensiones por adherencia entre el acero y el concreto; o bien, de compresión por cortante cuando se aplaste el concreto en la zona de compresión. Cuando el elemento carece de refuerzo transversal es frecuente que estos dos tipos de falla se presenten casi simultáneamente.

Miembros con refuerzo transversal.

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

Para el mecanismo de falla de un elemento con refuerzo transversal se requiere tomar como base la idealización de Ritter en 1899. Esta idealización, conocida como la *analogía de la armadura*, se presenta a continuación en forma generalizada.

Ritter propuso una viga con refuerzo transversal, en la cual existen grietas causadas por tensiones inclinadas, puede idealizarse como una armadura en la que el refuerzo longitudinal funciona como una cuerda de tensión, el refuerzo transversal como las diagonales de tensión, el concreto de la zona comprimida como la cuerda de compresión, y las proporciones de concreto entre las grietas inclinadas como las diagonales de compresión. Esta idealización se muestra en la figura II.2.8 a).

En el análisis se supone que las grietas inclinadas forman un ángulo ν y el refuerzo transversal un ángulo α con el eje de la pieza. Las hipótesis en que se basa el análisis de la armadura son las siguientes:

- La zona comprimida del elemento toma sólo esfuerzos normales de compresión.
- El refuerzo longitudinal de tensión toma únicamente esfuerzos normales de tensión.

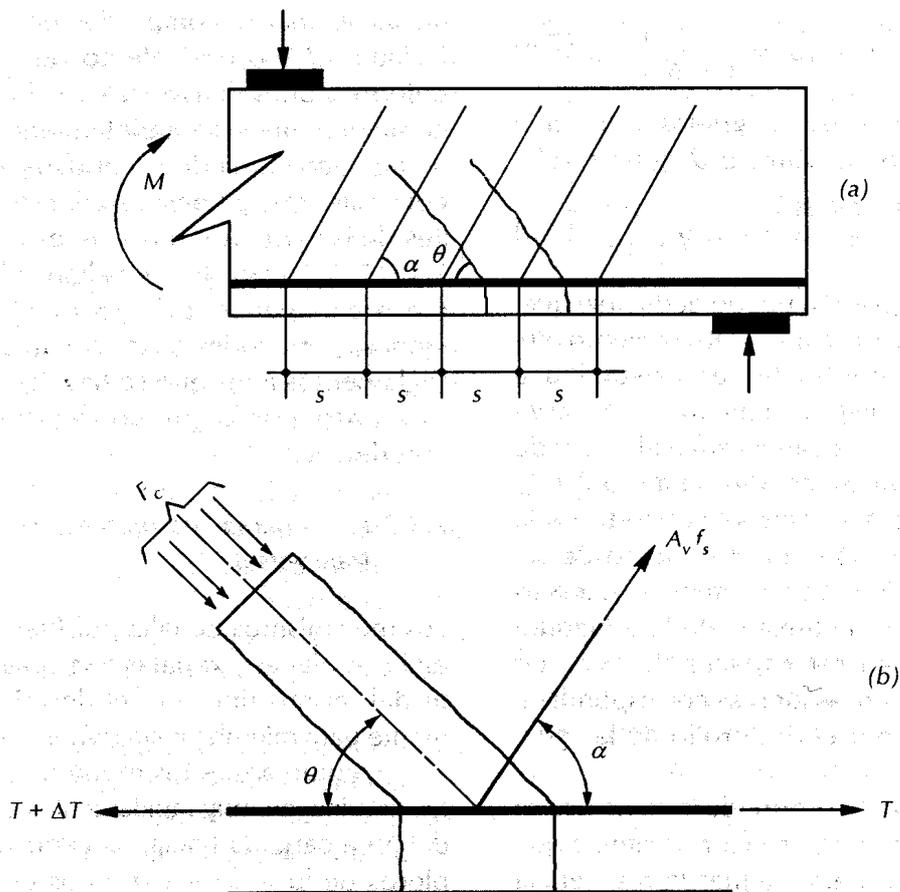


Figura II.2.8 Analogía de la armadura.

- Todas las tensiones inclinadas son resistidas por el refuerzo transversal.
- Las grietas inclinadas se extienden desde el refuerzo longitudinal de tensión hasta el centroide de la zona de compresión.
- Se desprecia el efecto del peso propio o de cargas distribuidas entre grietas inclinadas consecutivas. En otras palabras, el incremento de momento, entre dos secciones distantes s entre sí es igual a Vs , donde V es la fuerza cortante en la zona entre las dos secciones consideradas.

En la figura II.2.8 b), se muestran las fuerzas que actúan en una junta de la cuerda de tensión de la armadura idealizada. El espaciamiento horizontal entre grietas inclinadas y entre barras o estribos de refuerzo transversal se designa por s . La fuerza de compresión en la diagonal de concreto se denota por F_c , y la tensión en la diagonal de acero por $A_v f_s$ (en que A_v es el área de refuerzo transversal y f_s es el esfuerzo que esta sujeto).

Expresiones para evaluar la resistencia a efectos de fuerza cortante.

En la mayoría de los reglamentos, los efectos de las variables descritas anteriormente se expresan por medio de fórmulas sencillas, con ciertas limitaciones y restricciones.

No se cuenta con una teoría general que explique satisfactoriamente los efectos de la fuerza cortante en elementos de concreto. Por lo consiguiente, las expresiones propuestas reflejan los efectos de los requerimientos principales (agrietamientos por la necesidad de refuerzo transversal., dentro de los límites de la información experimental. Las Recomendaciones esenciales del Reglamento ACI 318-89 y de las NTC-2004 del Reglamento del Distrito Federal que están basadas en el trabajo del Comité ACI-ASCE 326.

Para el cálculo de la resistencia al cortante se debe considerar:

$$V_U \leq V_R = V_{CR} + V_{SR}$$

V_U : Fuerza cortante última, resultado del análisis estructural.

V_R : Resistencia al cortante.

V_{CR} : Resistencia del concreto al cortante.

V_{SR} : Resistencia del refuerzo transversal al cortante.

Al diseñar una viga se debe evitar su falla por cortante:

- Se debe colocar siempre refuerzo transversal aunque no se requiera.
- Limitar el acero a tensión (Acero necesario \leq Acero máximo).
- Diseñar para que domine la falla por flexión (falla dúctil) y desechar la falla por cortante (falla frágil).

Posibles arreglos de refuerzo transversal y requerimientos figura II.2.9 a) y b).

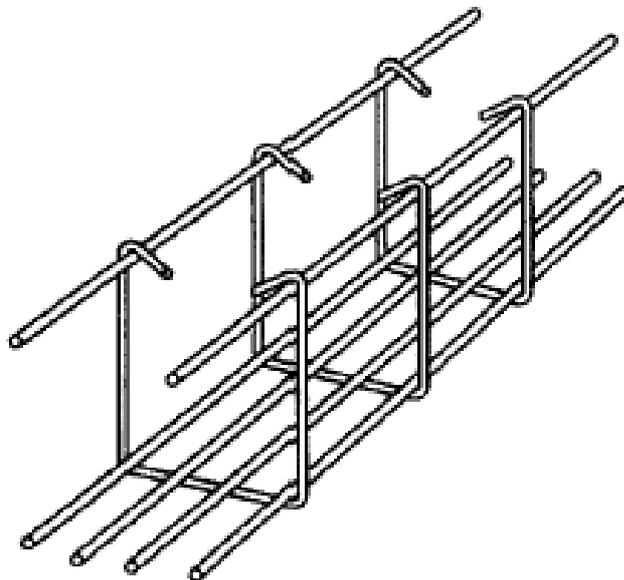


Figura II.2.9 a) Refuerzo de una viga solicitada a cortante.

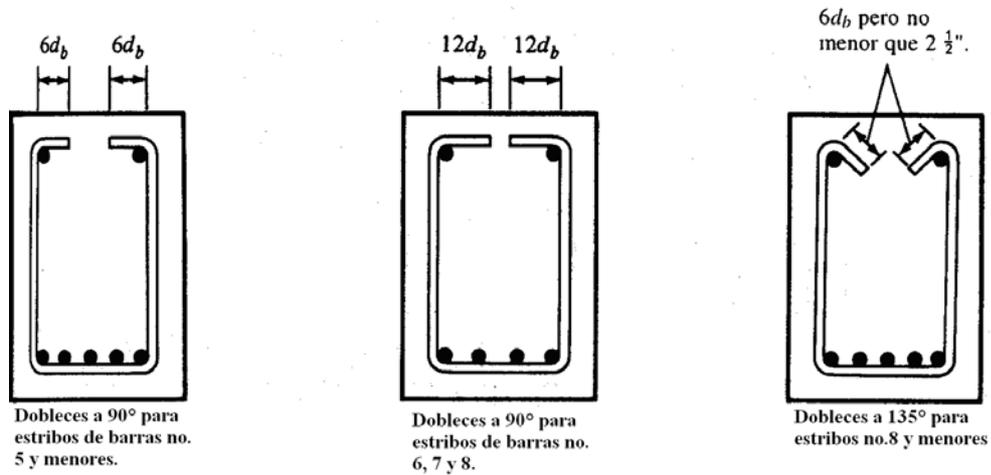
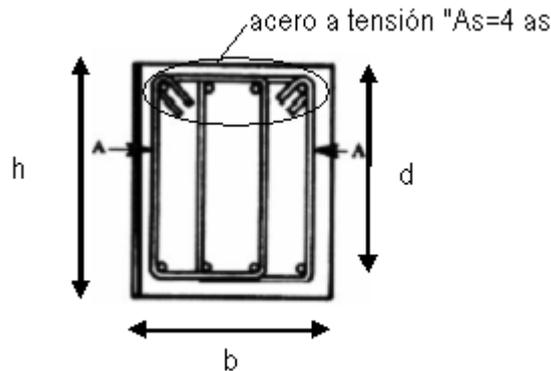


Figura II.2.9 b) Algunos de los posibles arreglos y requisitos de detalle.

Cálculo de V_{CR} : Resistencia del concreto al cortante.



El eje AA representa el corte de 4 barras de refuerzo transversal: $A_v = 4$ as: acero de refuerzo.

a) Si $p < 0.015$, p : porcentaje de acero a tensión

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20p) \sqrt{f_c^*} \quad \text{ecuación 1.}$$

b) Si $p \geq 0.015$

$$V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad \text{ecuación 2.}$$

F_R : Factor de reducción de resistencia ($F_R = 0.8$ para cortante).

Limitaciones:

- a) Si $h > 70$ cm, entonces V_{CR} de la ecuación 1. se reduce 30%.
- b) Si $h / b > 6$, entonces V_{CR} de la ecuación 1. se reduce 30%.
- c) Las ecuaciones 1 y 2 son validas para vigas con $L / h \geq 5$ (L: claro libre)

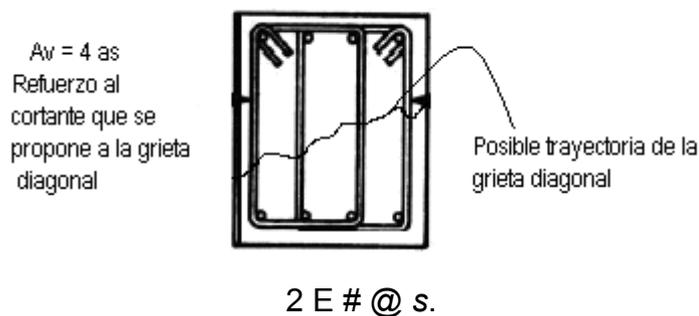
Requisitos del refuerzo transversal.

- Estribos cerrados verticales, implica solución más practica en campo.
- Estribos cerrados inclinados, $\upsilon = 45^\circ$.
- Doblar acero longitudinal por flexión que ya no se requiera, $\upsilon \geq 30^\circ$.
- Combinación de los 3 anteriores.
- Resistencia f_y para estribos $\leq 4200 \text{ kg/cm}^2$

Tamaño mínimo de estribos: E # 2.5 (5/16").

Separación máxima del refuerzo transversal: $s = d / 2$.

Cálculo de la separación del refuerzo transversal (estribos cerrados verticales).



Si $V_u \leq 0.5F_R b d \sqrt{f_c^*}$ entonces s :

- $$s = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}}$$

- $$s = \frac{F_R A_v f_y}{3.5b}$$

- $$s = \frac{d}{2}$$

II.3 Fuerza axial

El estudio del comportamiento bajo carga axial pura es importante para comprender muchos aspectos del funcionamiento de diversos tipos de elemento de concreto reforzado, y por que el valor de la resistencia a carga axial se utiliza para calcular la resistencia de elementos sujetos a carga axial combinada con otras acciones.

Comportamiento, modos de falla y resistencia de elementos sujetos a compresión axial.

En la figura II.3.1 se representan curvas carga-deformación unitaria para tres tipos de elementos de concreto sujetos a compresión. Las curvas son típicas de las que se obtienen de ensayos de columnas relativamente cortas. Si las columnas fueran muy esbeltas, la resistencia estaría afectada en forma importante por los efectos de la deflexión lateral debida a las excentricidades accidentales en la aplicación de la carga.

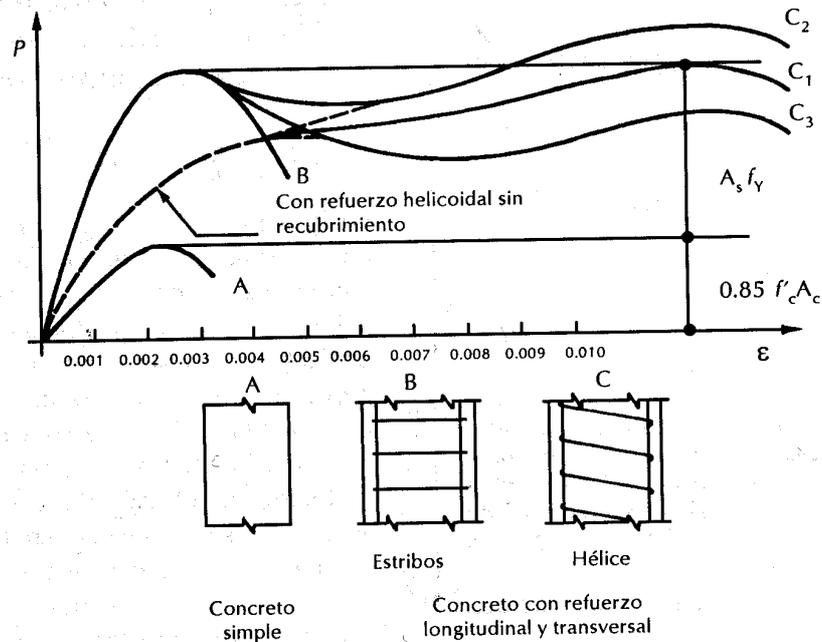


Figura II.3.1 Curvas carga-deformación unitaria de columnas cortas bajo compresión axial.

La curva A, corresponde a un espécimen de concreto simple, representa la característica carga-deformación de una columna con relación de esbeltez "l / d" mayor que 2 pero menor que 10 o 12 figura II.3.2. Como en el caso de cilindros de control, la carga máxima se alcanza cuando se llega a una deformación unitaria del orden de 0.002.

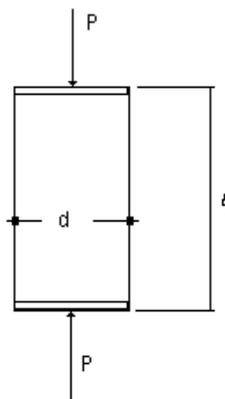


Figura II.3.3 Relación de esbeltez de una columna corta a compresión axial "l / d".

En las características carga-deformación de prismas de concreto simple sujetos a compresión axial, la resistencia de un prisma disminuye al aumentar la relación

de esbeltez, hasta llegar a un valor mínimo aproximadamente a igual al 85% de la resistencia de un prisma con relación de esbeltez igual a 2. Por lo consiguiente, la resistencia de un elemento de concreto simple sujeto a compresión axial puede estimarse como el producto del 85% del esfuerzo medido en un cilindro de control (f'_c), ensayado en las mismas condiciones, por el área de la sección transversal del elemento. Este factor de reducción, 0.85, es sólo un promedio de resultados de ensayos en miembros colados verticalmente.

Si se adiciona refuerzo longitudinal a un espécimen de concreto simple y se utiliza el refuerzo transversal necesario para mantener las barras longitudinales en su posición durante el colado, la carga máxima se obtiene bajo las mismas condiciones que el prisma de concreto simple, es decir, a una deformación unitaria del orden de 0.002. La falla, como en el caso anterior, se produce a una deformación unitaria de 0.003 o 0.004, si el ensayo es de corta duración. A esa deformación, el concreto se agrieta longitudinalmente, formando planos con una inclinación aproximada de 45° , dependiendo de las restricciones en los extremos del espécimen, y las barras longitudinales se pandean entre los estribos, al faltarles el soporte lateral del concreto.

Conviene hacer hincapié en que el término "falla" suele usarse de un modo confuso. En unos casos indica la resistencia y en otros el colapso final que ocurre a una carga generalmente menor que la resistencia. En esta tesis se utilizará para indicar el colapso final del elemento.

Las características acción-respuesta de un espécimen con refuerzo longitudinal es una curva como la B de la figura II.3.1. La resistencia adicional sobre la de un prisma de concreto simple, es debido al refuerzo longitudinal en compresión.

Si el elemento, además del refuerzo longitudinal, tiene refuerzo helicoidal continuo a todo lo largo, su comportamiento bajo carga axial queda representado por las curvas C de la figura II.3.1. Inicialmente su comportamiento es similar al de un prisma con estribos, hasta llegar al primer máximo, a una deformación unitaria del orden de 0.002. Aproximadamente a esta deformación, el recubrimiento de la hélice o zuncho empieza a desprenderse y, por tanto, la capacidad de carga disminuye. Al deformarse lateralmente el concreto en forma apreciable. La hélice se alarga, produciendo como reacción una presión confinante en el núcleo de concreto limitado por el zuncho. De acuerdo con las características del zuncho, la recuperación de la capacidad de carga del espécimen será mayor o menor. Si el confinamiento proporcionado por el zuncho es suficiente, puede alcanzarse una segunda carga máxima superior a la alcanzada inicialmente, pero a deformaciones considerablemente mayores, como lo muestra la curva C_2 . Por el contrario, si el confinamiento no es suficiente, nunca se alcanzará una carga como la del primer máximo (C_3). Si se ensaya un espécimen con hélice o zuncho y refuerzo longitudinal, pero sin recubrimiento, la etapa inicial quedará representada por la línea de trazo interrumpido con una pendiente menor que la del espécimen con recubrimiento, ya que el área de concreto es menor. La parte final de las curvas será igual, puesto que el espécimen con recubrimiento lo habrá perdido a estas deformaciones.

Se puede considerar, entonces, que la resistencia en compresión axial de un elemento de concreto reforzado se obtiene de la contribución de cuatro factores:

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

Las columnas como elementos sujetos a fuerza axial.

Tipos de columnas.

Una Columna de concreto simple no puede soportar mucha carga, pero su capacidad aumenta si se agregan barras longitudinales. Pueden lograrse considerables incrementos en la resistencia de la columna proporcionando restricción lateral a las barras longitudinales. Bajo cargas de compresión, las columnas no sólo tienden a acortarse longitudinalmente, sino también a dilatarse lateralmente. La capacidad de tales miembros puede aumentar considerablemente si se les proporciona restricción lateral, en forma de hélice (zuncho) o estribos cerrados ligeramente separados en torno al refuerzo longitudinal.

El refuerzo de las columnas de concreto puede ser con estribos o zunchos, dependiendo del método usado para apuntalar lateralmente o mantener en posición las barras longitudinales. Si la columna tiene una serie de estribos cerrados, como se muestra en la figura II.3.3 a), se denomina columna con estribos. Los estribos son muy efectivos para incrementar la resistencia de confinamiento en el núcleo de la columna. Ellos impiden que las barras longitudinales se desplacen durante la construcción y resisten su tendencia a pandearse al estar sometidas a cargas de compresión; el pandeo de las barras causa que el recubrimiento exterior de concreto se quiebre y desconche. Las columnas con estribos son comúnmente cuadradas o rectangulares, pero también pueden construirse en forma de secciones octagonales, circulares, en L entre otras.

Las columnas cuadradas o rectangulares son las más comúnmente usadas debido a la simplicidad de su cimbra. Sin embargo, cuando se usan en espacios abiertos, las columnas circulares son muy atractivas. La cimbra para las columnas circulares suelen hacerse con tubos de cartón o de plástico que desprenden y desechan una vez que el concreto ha fraguado.

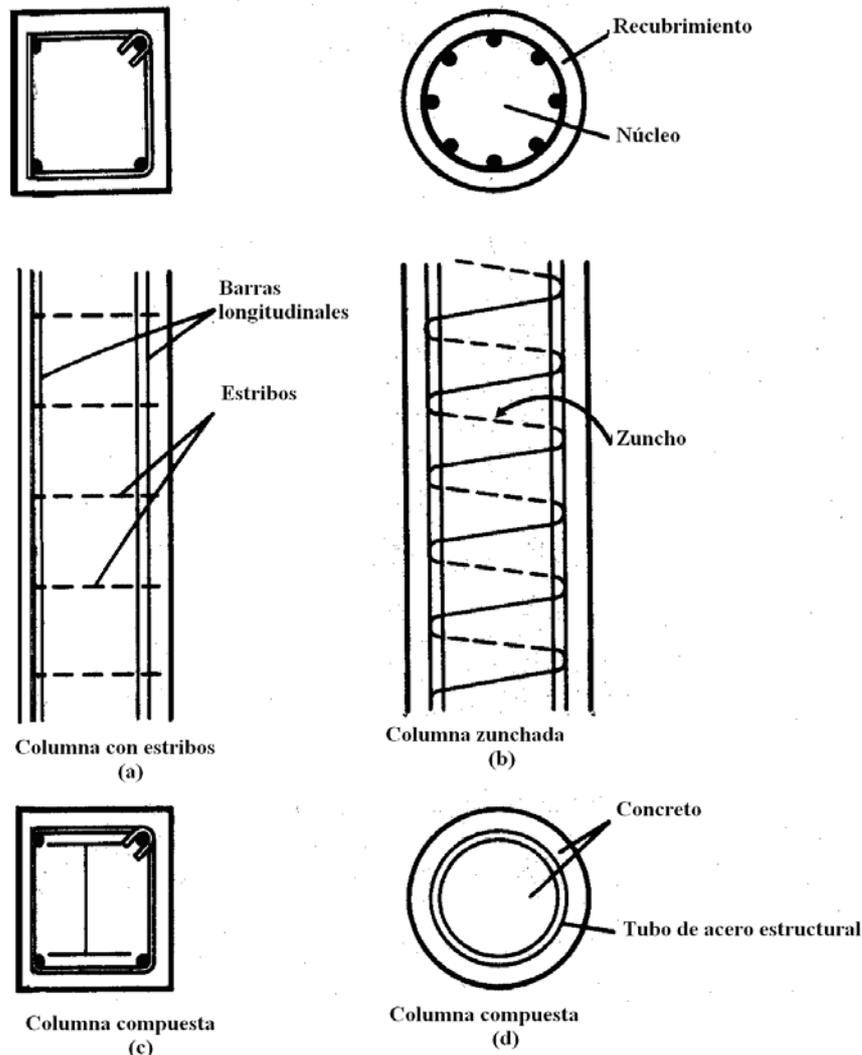


Figura II.3.3 Tipos de columnas.

Si un zuncho hecho con barras o alambrcn grueso se enrolla alrededor de las barras longitudinales, como se muestra en la figura II.3.3 b), el elemento se denomina columna zunchada. El zuncho es m1s efectivo que los estribos para incrementar la resistencia de confinamiento en el n1cleo a la carga axial. Conforme el concreto dentro del zuncho tiende a expandirse lateralmente bajo la carga de compresi3n, en la h6lice empieza a desarrollarse un esfuerzo de tensi3n en el aro; la columna no fallar1 hasta que el zuncho fluya o se rompa, permitiendo el resquebrajamiento de concreto del n1cleo. Las columnas zunchadas suelen ser de secci3n circular, pero tambi3n pueden fabricarse de secciones rectangulares, octagonales, entre otras. En las columnas, la disposici3n de las barras longitudinales sigue siendo circular. El zuncho, si bien aumenta la resistencia de las columnas, debido al aumento de la elasticidad incrementa apreciablemente los costos; por ello s3lo se usan en columnas fuertemente cargadas y en zonas s3smicas, debido a la gran resistencia que tiene frente a las cargas din1micas. El zuncho incrementa en forma muy efectiva la ductilidad y la tenacidad de las columnas, pero resultan varias veces m1s caras que las columnas que tienen estribos.

Las columnas compuestas, ilustradas en la figura II.3.3 c) y d), son columnas de concreto reforzadas longitudinalmente por medio de perfiles de acero, que pueden no estar rodeados por barras de acero estructural o que pueden consistir en perfiles tubulares de acero estructural rellenos con concreto.

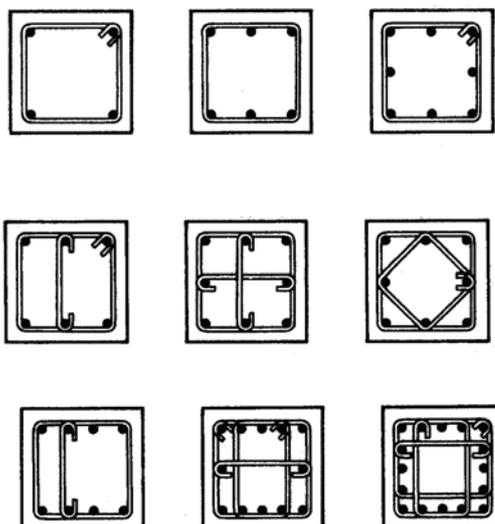
Fallas de columnas con estribos y con zuncho.

Si una columna corta se carga hasta que falle, parte del recubrimiento de concreto se desprenderá y a menos que los estribos estén poco separados entre sí, las barras longitudinales se pandearán inmediatamente al desaparecer su soporte (el recubrimiento de concreto). Tales fallas pueden ocurrir en forma repentina y por lo visto han ocurrido con frecuencia en estructuras sometidas a cargas sísmicas.

Cuando las columnas zunchas se cargan hasta la falla, la situación es muy diferente. El recubrimiento del concreto se desconchará pero el núcleo permanecerá de pie y si el zunchado es de paso pequeño, el núcleo será capaz de resistir una apreciable cantidad adicional de carga, más allá de la carga que origina el desconchamiento. El zunchado con paso reducido junto con las barras longitudinales forman una jaula que confina en una forma muy efectiva al concreto. En consecuencia, el desconchamiento del recubrimiento de la columna zunchada da aviso de que ocurrirá una falla si la carga sigue incrementando.

La práctica no toma en cuenta ningún exceso de capacidad que pueda darse después del desconchamiento, ya que considera que una vez que esté ocurre, la columna perderá su utilidad, por lo menos desde el punto de vista de los ocupantes del edificio. Por esta razón, el zunchado se diseña con un poco más de resistencia que el recubrimiento que se supone va a desconcharse. El desconchamiento da aviso de una falla inminente y posteriormente la columna tomará un poco más de carga antes de fallar. Diseñar el zunchado con un poco más de resistencia que el recubrimiento no incrementa mucho la resistencia útil de la columna, pero conduce a una falla dúctil o gradual.

Arreglos típicos de estribos cerrados figura II.3.4



Expresiones para evaluar la resistencia a efectos de carga axial.

- Concreto simple.

$$P_o = F_R (0.85 f'_c A_g)$$

- Concreto con refuerzo longitudinal y recubrimiento.

$$P_o = F_R (0.85 f'_c A_g + A_s f_y)$$

- Concreto simple con refuerzo helicoidal (zuncho) sin recubrimiento.

$$P_o = F_R (0.85 f'_c A_c + 2 \rho_s A_c f_y)$$

- Concreto con refuerzo longitudinal y helicoidal (zuncho) con recubrimiento.

$$P_o = F_R (0.85 f'_c A_g + A_s f_y) \quad (\text{Primer máximo})$$

$$P_o = F_R (0.85 f'_c A_c + A_s f_y + 2 \rho_s A_c f_y) \quad (\text{Segundo máximo})$$

Notación:

F_R : factor de reducción de resistencia ($F_R = 0.7$)
 A_g : área total de la sección.
 A_c : área del núcleo de concreto confinado por el esfuerzo helicoidal.
 f'_c : resistencia a la compresión. ($f^*_c = 0.8 f'_c$)
 f_y : esfuerzo de fluencia del acero.
 A_s : área de acero del refuerzo longitudinal.
 ρ_s : cuantía volumétrica del refuerzo helicoidal.

II.4 Momento flexionante.

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

Se han llevado a cabo gran número de ensayos en flexión utilizando vigas simplemente apoyadas, sometidas a dos cargas concentradas y colocadas de modo simétrico, en las que existe una zona sujeta sólo a momento flexionante (figura II.4.1).

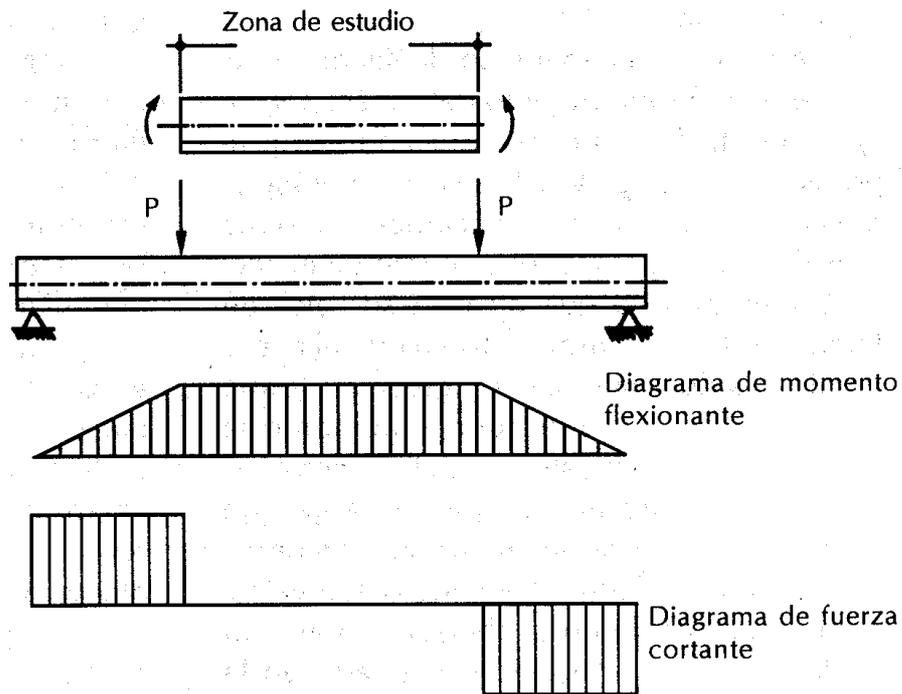


Figura II.4.1 Espécimen típico para estudio de flexión simple.

Por simplicidad se describirá exclusivamente el comportamiento de concreto con refuerzo de tensión. La figura II.4.2 muestra la grafica carga – deflexión de un elemento de porcentaje de acero usual en la práctica. Al empezar a cargar, en el comportamiento de la pieza es esencialmente elástico y toda la sección contribuye a resistir el momento exterior. Cuando la tensión en la fibra más esforzada de alguna sección, excede la resistencia del concreto a la tensión, aparecen grietas. A medida de que se incrementa la carga, estas grietas aumentan en número, longitud y en abertura. Se puede observar muy claramente la zona de la pieza sujeta a tensión, en la que se presentan las grietas, y la zona sujeta a compresión.

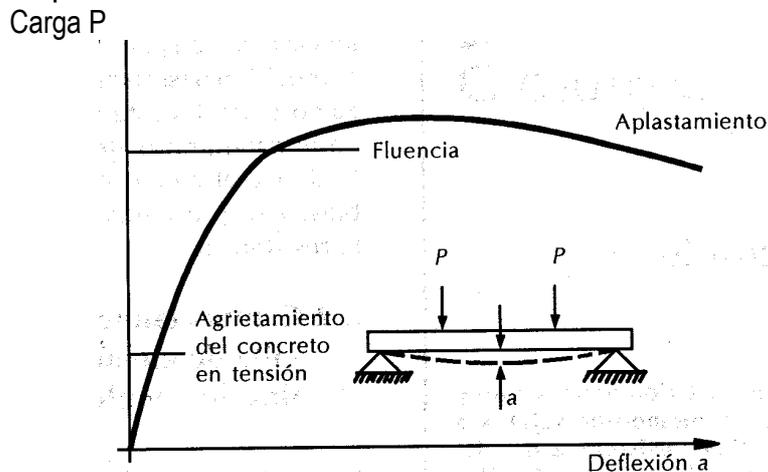


Figura II.4.2 Gráfica carga deflexión de un elemento, con un porcentaje usual de acero de tensión.

A partir de la aparición de las primeras grietas, el comportamiento del espécimen ya no es elástico y las deflexiones no son proporcionales a las cargas. En las regiones agrietadas, el acero toma prácticamente toda la tensión. En esa etapa, el esfuerzo en el acero aumenta hasta que alcanza su valor de fluencia. Desde el momento de que el acero empieza a fluir, la deflexión crece en forma considerable, sin que apenas aumente la carga. Esto es, la resistencia del elemento es sólo ligeramente mayor que la carga que produce la fluencia del acero. Los primeros síntomas de la fluencia, son un incremento notable en la abertura y la longitud de las grietas y un quiebre marcado en la curva carga – deflexión. A medida que aumenta la longitud de las grietas, la zona de compresión se va reduciendo, hasta que el concreto en esta zona es incapaz de tomar la compresión y se aplasta. El primer indicio del aplastamiento es el desprendimiento de escamas en la zona de compresión. Cuando esto ocurre, la carga disminuye con mayor o menor rapidez, dependiendo de la rigidez del sistema de aplicación de la carga, hasta que se produce el colapso final.

Según la calidad del acero longitudinal con que está reforzada la pieza, éste puede fluir o no antes de que se alcance la carga máxima. Cuando el acero fluye, el comportamiento del acero es dúctil; es decir, se producen deflexiones considerables antes del colapso final, como se muestra en la figura II.4.2. En este caso se dice que el elemento es *subreforzado*. Por otra parte, si la calidad del acero longitudinal de tensión es grande, éste no fluye antes del aplastamiento y se dice entonces que el elemento es *sobrerreforzado*. Puede suceder que el elemento alcance su resistencia precisamente cuando el empieza a fluir. En este caso, se dice que el elemento es balanceado.

Los términos *sobrerreforzado* y *subreforzado*, aplicados al caso de los elementos con acero sin un límite de fluencia bien marcado, no tiene más sentido que el de iniciar el grado de ductilidad. En este caso la condición balanceada no esta claramente definida.

En la figura II.4.3 se presentan esquemas de agrietamientos correspondientes a vigas con diferentes porcentajes de acero.

En el caso de un elemento sobrerreforzado, la zona de aplastamiento del concreto es mayor que en el caso de otro subreforzado, y, a la falla, las grietas del primero son de longitud y abertura menores.

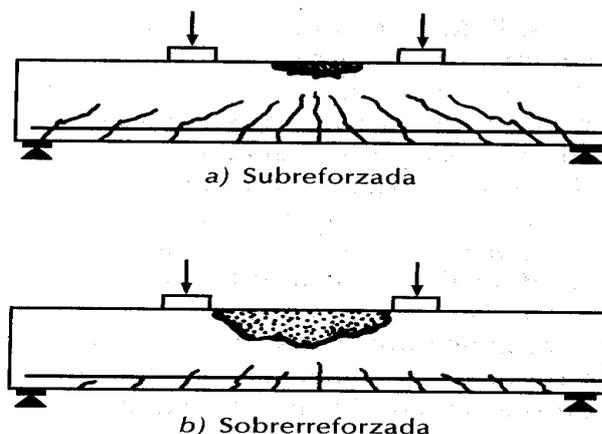


Figura II.4.3 Agrietamiento en la falla de vigas sujetas a flexión.

La figura II.4.4 muestra la variación en el comportamiento de elementos que tienen distintos porcentajes de acero. Cada curva de trazo lleno representa la gráfica carga –deflexión de un elemento reforzado con una cantidad diferente de acero de tensión, desde una viga de concreto simple hasta otra con porcentaje muy alto de acero, del orden del 7 por ciento. Se puede observar de inmediato el efecto de la cantidad y distribución del acero longitudinal.

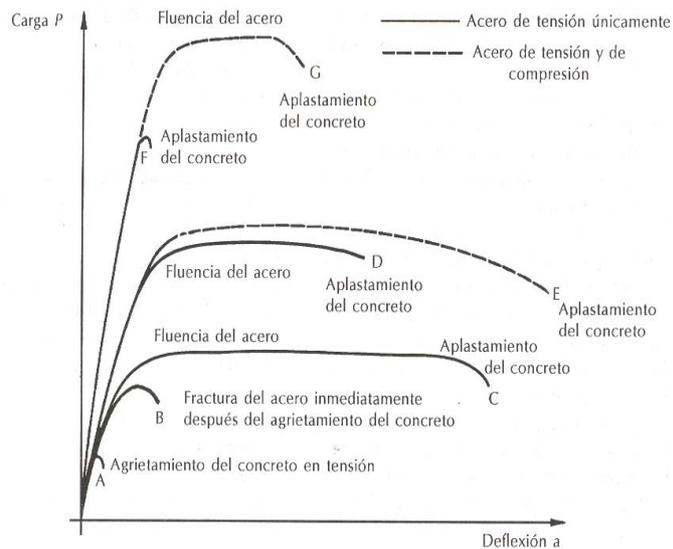


Figura II.4.4 Gráfica carga-deflexión de un elemento, con un porcentaje variables de acero (sección, f'_c y f_y constantes) sujetos a flexión simple.

Un elemento de concreto simple (curva A) alcanza su resistencia y falla al agrietarse el concreto en la fibra más tensada, con una deflexión muy pequeña. La falla es repentina, de tipo frágil.

El adicionar refuerzo longitudinal en cantidades muy pequeñas, hace que la capacidad del miembro aumente al mismo tiempo que su deflexión en la falla (curva B). En las primeras etapas de carga, el comportamiento es muy parecido al de un elemento de concreto simple. Un vez agrietado el concreto, la tensión en el acero se incrementa rápidamente al aumentar la carga, hasta que el refuerzo se fractura. Este tipo de falla ocurre en elementos de porcentajes de pequeños de acero, del orden del 0.1 % o menos., La falla es frágil y se produce una deflexión pequeña.

Las curvas C y D son típicas de elementos con porcentajes usuales de acero de tensión (0.5 a 2 por ciento). Se puede observar que la resistencia y la deflexión son substancialmente mayores que las curvas A y B.

Si se aumenta apreciablemente el porcentaje de acero, elemento se convierte en sobrerreforzado, como se muestra en la curva F. La resistencia aumenta, pero la deflexión a la falla disminuye.

Si además del acero a tensión, existe acero longitudinal en la zona de compresión, su efecto en las graficas carga-deflexión del elemento se muestra en la figura II.4.4 con líneas de trazo ininterrumpido para dos casos. El efecto principal en el acero de compresión es aumentar notablemente la ductilidad; la

adición de acero en zona de compresión en cantidad suficiente a un elemento sobrerreforzado puede hacer que este se convierta en subreforzado, aumentando su ductilidad y resistencia, al lograr que el acero de tensión desarrolle su esfuerzo de fluencia. Este efecto se muestra cualitativamente en curvas F y G de la figura II.4.4.

La adición de refuerzo de compresión a un elemento sobre reforzado aumenta su ductilidad, pero su resistencia permanece prácticamente constante, ya que esta regida por la tensión del acero (curvas D y E).

Se puede recalcar que la ductilidad que se puede lograr con la adición del acero de compresión, no se obtiene si éste no está adecuadamente restringido por medio del refuerzo transversal, ya que de otro modo, para compresiones muy altas y cuando hay poco recubrimiento, el acero de compresión puede pandearse, lo que causaría el colapso súbito.

En la figura II.4.4 se an presentado a grandes rasgos las características carga-deflexión de los elementos sujetos a flexión pura, en función del porcentaje de acero, suponiendo que los índices de resistencia de los materiales, f'_c y f_y , permanecen constantes.

Un incremento en el valor del refuerzo de fluencia, o en el valor del porcentaje de acero a tensión, tiende a aumentar la capacidad de tensión en un elemento. Por otra parte, un incremento en valor de f'_c aumenta la capacidad de la compresión. El comportamiento de un elemento depende de la relación entre su capacidad de tensión y su capacidad de compresión.

Resistencia de elementos sujetos a flexión simple.

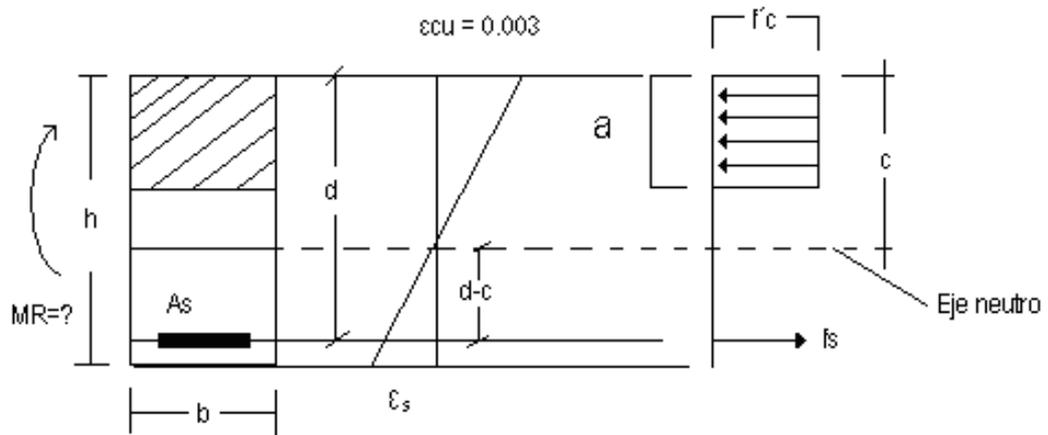
Hipótesis general.

1. Distribución plana de deformaciones unitarias longitudinales antes y después de la carga.
2. Adherencia entre el concreto y el acero tal que $\epsilon_c \approx \epsilon_s$.
3. La resistencia de tensión en el concreto es nula.
4. El concreto a compresión llega a su máxima deformación unitaria $\epsilon_{cu} = 0.003$.
5. La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto, cuando se alcanza la resistencia de la sección, es uniforme con un valor $f''_c = 0.85 f'_c$, hasta una profundidad de la zona de compresión igual a $\beta_1 c$.

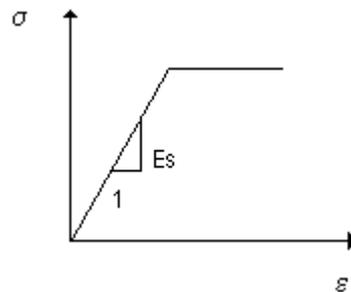
donde

$$\beta_1 = 0.85 ; \quad \text{si } f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$$
$$\beta_1 = 1.05 - \frac{f'_c}{1400} ; \quad \text{si } f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2$$

c: es la profundidad del eje neutro.



6. Comportamiento elástico plástico perfecto del acero.



Procedimientos para determinar la resistencia a flexión.

Los diversos procedimientos consisten en establecer un estado de deformaciones tal que la sección se encuentre en equilibrio, es decir, que la suma de fuerzas de compresión que actúan en la sección transversal, sea igual a la suma de las fuerzas de tensión. Una vez establecido dicho estado de equilibrio, se calcula el momento de todas las fuerzas internas respecto a un eje cualquiera. Este momento es la resistencia a flexión de la sección.

El estado de equilibrio interno puede determinarse por medio de tanteos o algebraicamente. Pero se recomiendan los siguientes pasos para el diseño de vigas de sección rectangular, tomando en cuenta la normatividad de las NTC-2004 del Reglamento de Construcción del Distrito Federal.

Tomando en cuenta la figura del punto 5 de la hipótesis general de la resistencia a flexión simple.

Solución del Momento Resistente, por medio del método general de compatibilidad y equilibrio.

1. Con la ayuda de los diagramas de esfuerzo y deformación se propone un valor de c (profundidad del eje neutro).
2. Se determina el valor de ϵ_s , utilizando triángulos semejantes.

$$\frac{\epsilon_{cu}}{c} = \frac{\epsilon_s}{d-c} \Rightarrow \epsilon_s = \frac{\epsilon_{cu}(d-c)}{c}$$

3. Se calcula f_s , conociendo ϵ_s (para valor supuesto de c).

$$f_s = E_s * \epsilon_s$$

4. Se establece la fuerza de tensión del acero de refuerzo:

$$T = A_s * f_s$$

5. Se obtiene la fuerza de compresión del concreto:

$$C = abf''c = 0.8cbf''c$$

6. Se compara C con T :

Si $T < C$, proponer un nuevo valor de $C < C$ anterior.

Si $T > C$, proponer un valor nuevo de $C > C$ anterior.

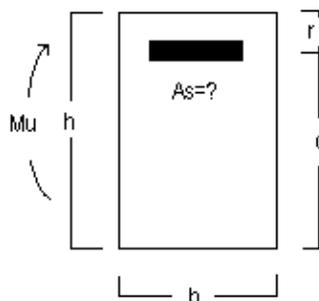
7. El valor final propuesto de c (profundidad del eje neutro) debe ser tal que la tensión sea igual o aproximada a la compresión ($T \approx C$), con un error máximo del 5%.
8. Después de llegar al equilibrio de las fuerzas nominales, entonces finalmente:

$$M_R = F_R (C \text{ ó } T) * (d - a/2)$$

Métodos para el cálculo del acero para la resistencia a la flexión.

Diseño por flexión, de vigas rectangulares simplemente armadas (sin acero en compresión).

Problema de diseño ($A_s = ?$, datos: M_u , b , h , r , d , f'_c , f_y).



Mu » resultado del análisis estructural.

Si $M_u \leq M_{R\max}$

$$M_R = F_R b d^2 f_c'' q \text{máx}(1-0.5q\text{máx}) \quad \text{según las NTC-2004}$$

(Otra forma de calcular M_R)

Como $M_u \leq M_{R\max}$, el diseño de acero a tensión (A_s) se hace como viga simplemente armada.

$$q = \frac{p f_y}{f_c''}; \quad p = \frac{A_s}{b d}$$

Pero para el diseño del límite interior: $q = ?$

$M_u \leq M_R = F_R b d^2 f_c'' q (1-0.5q)$; despejar q , ya que M_u es conocido y las demás variables también.

$$q_{\text{necesario}} = 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f_c''}}$$

Por lo tanto:

$$p_{\text{necesario}} = q \frac{f_c''}{f_y}; \quad p_{\text{necesario}} = \frac{f_c''}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f_c''}}\right)$$

Es porcentaje de acero necesario para resistir el M_u , obligando a que la viga sea subreforzada.

Finalmente:

$$A_{s\text{necesario}} = p b d = \frac{b d f_c''}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f_c''}}\right)$$

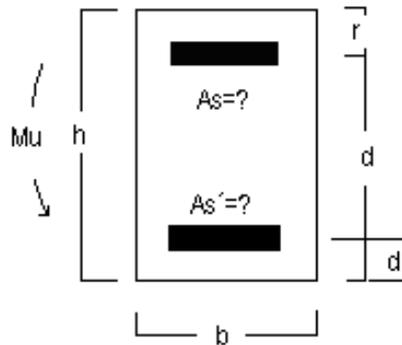
Área de acero de refuerzo necesaria a tensión para resistir el M_u , obligando a que la viga sea subreforzada (falla dúctil).

Diseño por flexión, de vigas rectangulares doblemente armadas (con acero en compresión).

Si $M_u > M_{R\max}$

$$M_R = F_R b d^2 f_c'' q \text{máx}(1-0.5q\text{máx})$$

El diseño se hace como doblemente armado, además del acero a tensión, A_s , también se requiere acero a compresión.



$$M_R = F_R \left[(A_s - A_s') f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_s' f_y (d - d') \right] \quad (*)$$

donde

$$a = \frac{(A_s - A_s') f_y}{f_c'' b}$$

a profundidad del bloque de esfuerzos;

A_s área del acero a tensión;

A_s' área del acero a compresión; y

d' distancia entre el centroide del acero a compresión y la fibra extrema a compresión.

La ec. (*) es válida sólo si el acero a compresión fluye cuando se alcanza la resistencia de la sección. Esto se cumple si

$$p - p' \geq \frac{6000 \beta_1}{6000 - f_y} \frac{d'}{d} \frac{f_c''}{f_y}$$

donde

$$p = \frac{A_s}{b d}; \text{ porcentaje de acero a tensión.}$$

$$p' = \frac{A_s'}{b d}; \text{ porcentaje de acero a compresión.}$$

Cuando no se cumpla esta condición, M_R se determinará con un análisis de la sección basado el método general de compatibilidad y equilibrio, descrito anteriormente.

II.5 Momento torsionante.

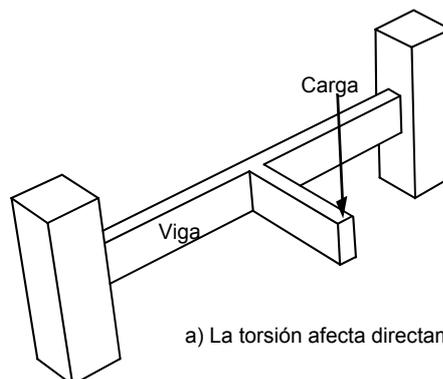
Debido al carácter monolítico de las estructuras de concreto, es común la existencia de acciones torsionantes que se presentan casi siempre en combinación con solicitaciones de flexión, fuerza cortante y fuerza axial. En muchos de los casos, los efectos de torsión son secundarios en comparación con los de otras solicitaciones, y por eso suelen despreciarse en el diseño. Sin embargo, a veces la torsión puede ser la acción preponderante, o al menos un tener un efecto lo suficientemente importante para no tener que ignorarla sin que la estructura sufra daños.

El problema de torsión en las estructuras de concreto tiene dos aspectos. El primero consiste en la determinación de los momentos torsionantes que actúan sobre los elementos de una estructura, y el segundo, en la determinación de la resistencia de los elementos.

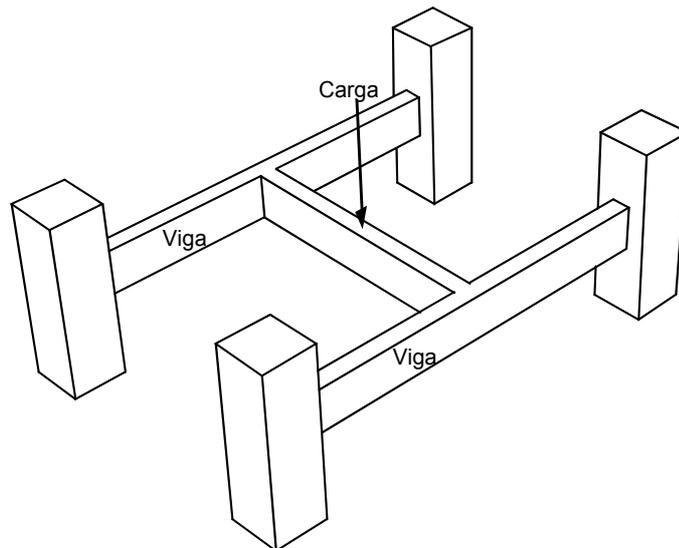
La determinación de los momentos torsionantes es un problema de análisis estructural que no ha recibido la misma atención que el cálculo de momentos flexionantes y fuerzas cortantes. Esto se debe, en parte, a la importancia relativamente menor que se ha concedido a los efectos de torsión.

La determinación de la resistencia a torsión de los elementos de concreto ha sido objeto de las numerosas investigaciones recientes. Como resultado, es posible calcular, con suficiente precisión para fines prácticos, la resistencia a torsión, fuerza cortante y momento flexionante de los elementos, así como su rigidez en torsión. Al igual que en el caso de tensión diagonal, el conocimiento actual sobre el problema es en gran parte empírico.

En muchas estructuras sí se presenta una torsión apreciable, como en las traveses principales de los puentes que son torcidos por vigas transversales y por losas. Se presentan en los edificios donde el borde de una losa de piso y sus vigas están soportadas por una viga de fachada, a su vez soportada por las columnas exteriores figura II.5.1 donde las vigas de piso tienden a torcer lateralmente la viga de la fachada. Los temblores pueden producir fuerzas de torsión peligrosas en todos los edificios, lo que es en particular verdadero en estructuras asimétricas en las cuales los centros de masa y de rigidez, no coinciden. Otros casos en que la torsión puede ser particularmente importantes ocurren en las traveses de puentes curvos, en las traveses de puentes curvos, en las escaleras espirales, en las traveses de balcones y en donde se aplican excéntricamente grandes cargas vivas.



a) La torsión afecta directamente al equilibrio



b) La torsión no afecta directamente al equilibrio

Figura II.5.1 Problemas de torsión

Cuando un elemento de concreto simple está sometida a torsión pura, se agrietará y fallará a lo larga de las líneas espirales a 45° (figura II.5.2), debido a la tensión diagonal que corresponde a los esfuerzos de torsión. Una demostración muy efectiva de este tipo de falla se tiene al torcer una pieza de gis que se rompe. Aunque los esfuerzos de tensión diagonal producidos por la torsión son muy similares a los producidos por el cortante, los primeros se presentan en todas las caras de un miembro.

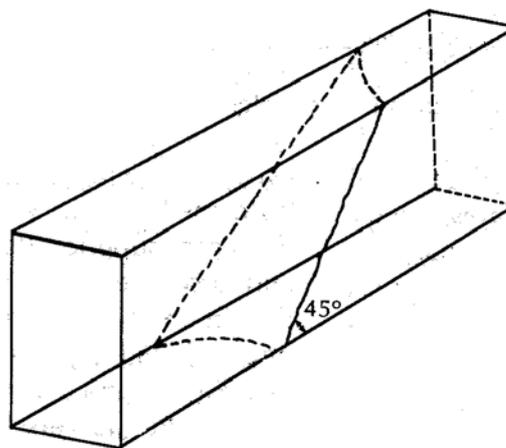


Figura II.5.2 Superficie de falla de una viga de concreto simple.

En años recientes ha habido más reportes de fallas estructurales atribuidas a la torsión. Esto ha propiciado una gran cantidad de investigaciones relativas a este tema con lo que se ha mejorado mucho el entendimiento del comportamiento de los miembros estructurales sometidos a torsión. Se debe tener en cuenta que las fuerzas cortantes y de torsión máximas pueden presentarse en las zonas en que los momentos flexionantes son pequeños. En tales casos, puede ser particularmente importante la interacción del cortante con la torsión en lo que respecta al diseño.

Sistemas estructurales con efectos importantes de torsión.

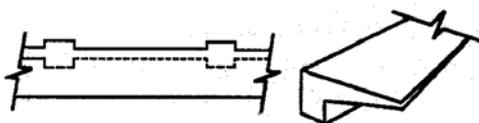
Los ejemplos que se mencionan en esta sección tienen como única finalidad ilustrar la forma en la que se presentan momentos torsionantes en ciertos elementos estructurales. No se estudia con detalle el cálculo de estos momentos, para lo cual debe consultarse un texto de análisis estructural (figura II.5.3)

- a) Vigas que soportan marquesinas: El momento de empotramiento de la marquesina se transmite como momento torsionante a la viga, la cual debe estar restringida contra giro en sus extremos por medio de columnas u otros elementos rígidos.
- b) Vigas con muros colados excéntricamente. La carga que transmite el muro a la viga no coincide con eje longitudinal de ésta. Dicha carga equivale a una que actúa en el eje longitudinal, más un momento torsionante.
- c) Se presenta parte de un sistema de piso con vigas secundarias perpendiculares a una viga principal de borde. La viga de borde restringe parcialmente a las vigas secundarias, contra rotación por flexión, o sea proporciona un semiempotramiento a las vigas secundarias y recibe, a su vez, por condiciones de equilibrio, un momento torsionante.
- d) Vigas curvas. La resultante de cargas externas no se encuentra en el mismo plano que las reacciones en los apoyos, por lo cual se desarrollan momentos torsionantes en las vigas. Casos semejantes son las vigas en balcón, vigas en esquina, vigas helicoidales.
- e) Estructuras reticulares con cargas normales a su plano. Estas estructuras se presentan en puentes y en cimentaciones de edificios. Al aplicar una carga en uno de los elementos de una estructura de este tipo aparecen torsiones importantes en los elementos perpendiculares. Marcos con vigas fuera del plano de las columnas. En algunas ocasiones, por razones de arquitectura, las vigas de un marco no están unidas directamente a las columnas, sino que la unión se efectúa por intermedio de vigas perpendiculares al marco en cuestión. En este caso, el momento flexionante se transmite a la viga del marco a la columna por medio de torsión en el tramo de viga perpendicular al plano.

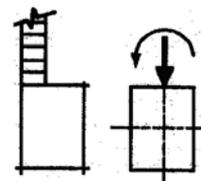
Los efectos anteriores no cubren, por supuesto, todos los casos en que la torsión tiene efectos importantes.

Torsión simple.

Es poco frecuente en la práctica, por que la torsión se presenta casi siempre acompañada de flexión y fuerza cortante.



a) Vigas que soportan marquesinas



b) Vigas con muros colocados excéntricamente

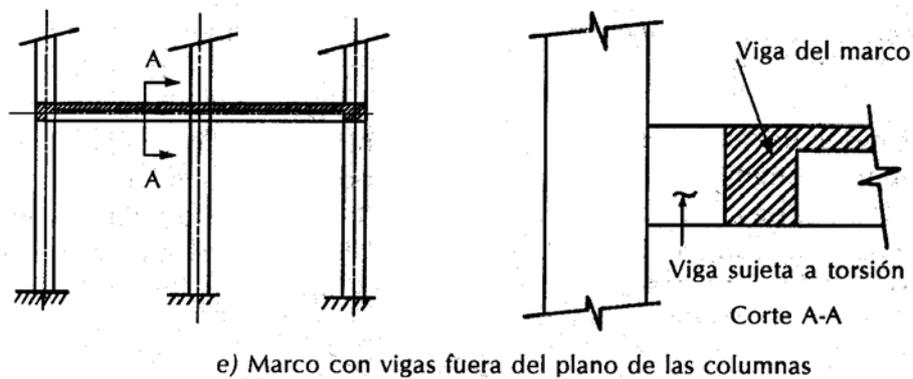
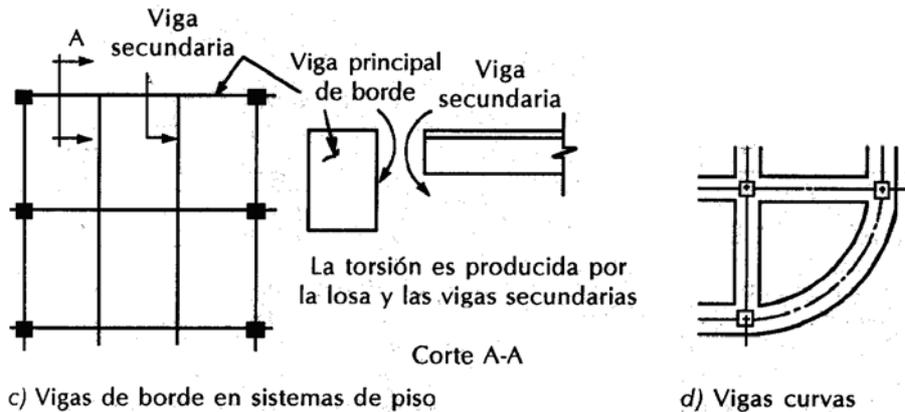


Figura II.5.3 Elementos estructurales sometidos a torsión.

Comportamiento y modos de falla en vigas de concreto simple.

En una viga de concreto simple, la falla ocurre súbitamente para valores pequeños del ángulo de giro; es una falla de tipo frágil, similar a la de una viga ensayada a flexión, Hsu filmó el ensaye de una viga con una cámara de cine de alta velocidad. La proyección lenta de la película reveló el proceso de falla representado esquemáticamente en la figura II.5.4. En tal proceso, la falla inicia al formarse una grieta inclinada de tensión en una de las caras mayores de la viga. Esta grieta se abre rápidamente y se extiende a las caras menores de la viga. La falla ocurre finalmente por aplastamiento del concreto en la mayor opuesta.

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

Figura II.5.2 se muestra la superficie de falla. Puede verse que la inclinación de las dos caras mayores es aproximadamente la misma.

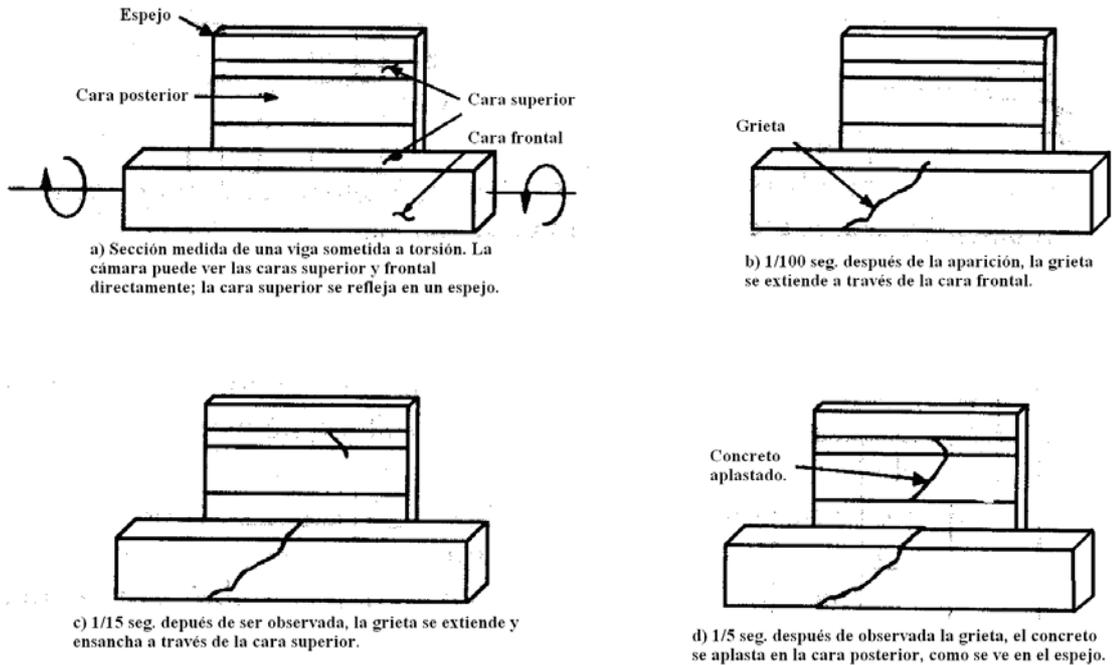


Figura II.5.4 Proceso de falla por torsión de una viga de concreto simple tomada con una cámara de cine con una velocidad 1200 cuadros/seg.

Comportamiento y modos de falla en vigas de concreto reforzado.

El comportamiento, modo de falla y resistencia de vigas con refuerzo longitudinal únicamente, es similar al de las vigas de concreto simple. Por lo tanto, el refuerzo longitudinal, si no está combinado con el refuerzo transversal, no constituye un refuerzo eficiente desde su punto de vista de la torsión.

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

Al finalizar la etapa de transferencia de carga del concreto al acero, el momento torsionante vuelve a aumentar, pero la rigidez del elemento es menor que antes del agrietamiento.

Cuando se alcanza la resistencia, el concreto de la cara mayor del elemento, opuesta a la cara con grietas de tensión, se aplasta, y el acero de refuerzo puede estar fluyendo o no, según su porcentaje. De acuerdo con esto, se distinguen dos tipos de elementos:

1. Subreforzados, en los que fluye el acero longitudinal y el transversal.
2. Sobrerreforzados, en los que el concreto se aplasta antes de que fluya el refuerzo. Y o sólo fluye el refuerzo longitudinal o el transversal.

Refuerzo por torsión.

Los miembros de concreto reforzado sometidos a grandes fuerzas torsionantes pueden fallar repentinamente si no se les proporciona refuerzo por torsión. La adición de refuerzo torsionante no cambia la magnitud de la torsión que genera grietas de tensión diagonal, pero impide que los miembros se rompan en pedazos. Con refuerzo serán capaces de resistir momentos de torsión considerables sin fallar. Las pruebas han mostrado que tanto las barras longitudinales como los estribos cerrados son necesarios para interceptar las numerosas grietas de tensión diagonal que ocurren sobre todas las superficies de las vigas sometidas a fuerzas torsionantes apreciables.

Los estribos normales tipo U no son satisfactorios, deben cerrarse soldando sus extremos para formar un lazo continuo, como se muestra en la figura II.5.5 y II.5.6 o bien doblando sus extremos alrededor de una barra longitudinal. Si se usan estribos de una pieza como éstos, la jaula entera de la viga acaso tendrá que ser prefabricada y colocada como una unidad o las barras longitudinales tendrán que extenderse una por una a través de los estribos cerrados y a la vez a través de las columnas.

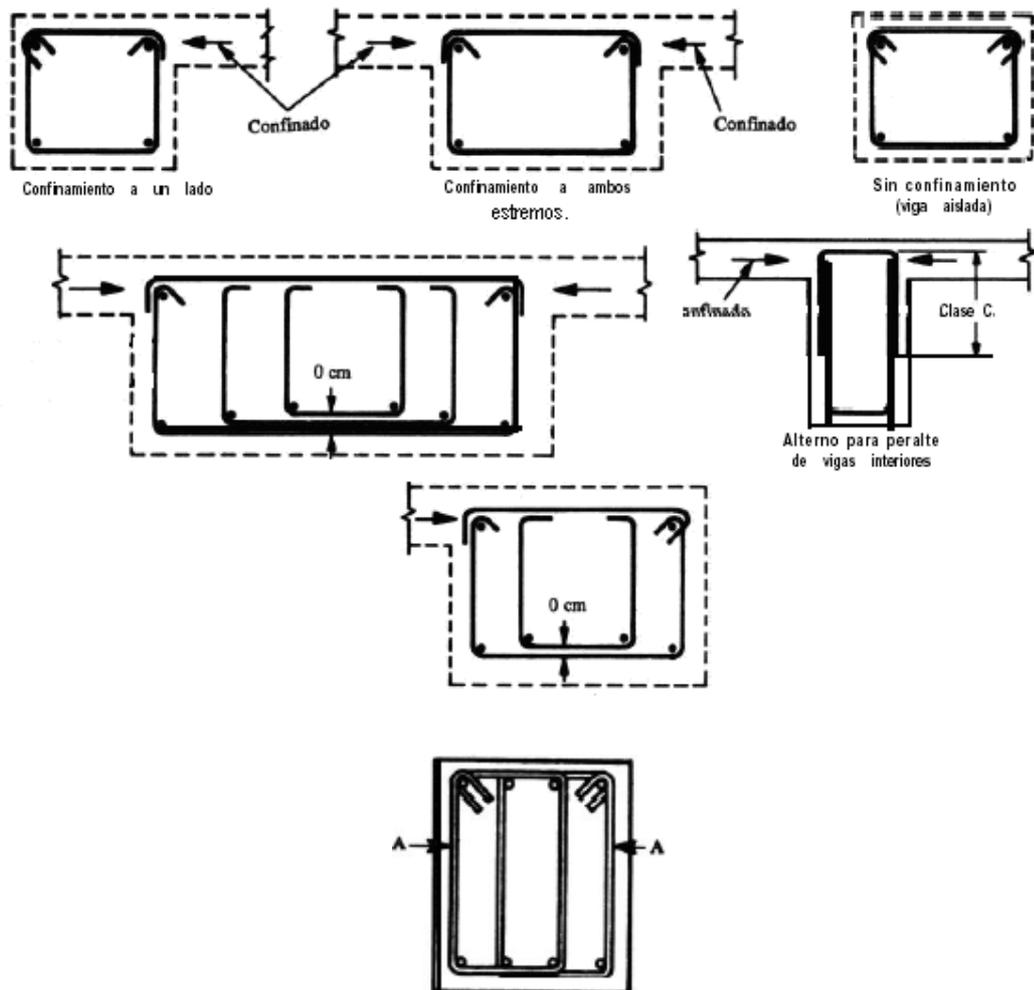
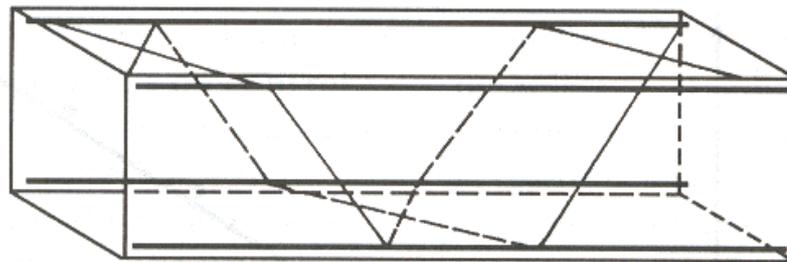
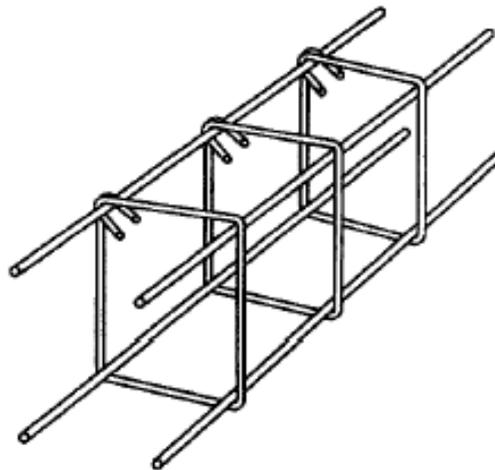
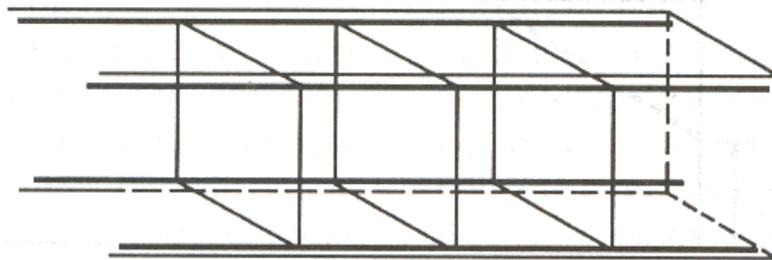


Figura II.5.5 Arreglos de refuerzo de torsión recomendado.



Refuerzo Helicoidal



Refuerzo longitudinal y transversal

II.5.6 Tipos de Refuerzo para torsión.

Momentos torsionantes que se han de considerar en el diseño.

Estos son casos dos similares a los que ocurren en las estructuras estáticamente determinadas e indeterminadas sometidas a momentos de torsión. Estas acciones se denominan *torsión de equilibrio* y *torsión de compatibilidad*.

- *Torsión de equilibrio*. En una estructura estáticamente determinada hay sólo una trayectoria a lo largo de la cual un momento torsionante puede ser transmitido a los soportes. Este tipo de momento torsionante, , que se denomina *torsión de equilibrio* o *torsión estáticamente determinada*, no puede reducirse por medio de una distribución de fuerzas internas o por rotación del miembro. La torsión por equilibrio se muestra en la figura II.5.6

- Torsión de compatibilidad. El momento de torsión en una región dada de una estructura estáticamente indeterminada puede reducirse considerablemente si esa parte de la estructura se agrieta bajo la torsión o gira. El resultado será la redistribución de fuerzas en la estructura. A este tipo de torsión, se le llama torsión estáticamente indeterminada o torsión de compatibilidad, en el sentido de que parte de la estructura bajo consideración se tuerce para mantener las deformaciones de las estructuras compatibles. Ver de forma ilustrativa la figura II.5.6.

Expresiones para el refuerzo por torsión.

El refuerzo por torsión consistirá de refuerzo transversal y de refuerzo longitudinal.

Refuerzo transversal

El área de estribos cerrados que formarán el refuerzo transversal por torsión se calculará con la expresión siguiente:

$$A_t = \frac{T_u s}{F_R 2 A_o f_{yv} \cot \varphi} \quad (*)$$

donde

A_t área transversal de una sola rama de estribo que resiste torsión, colocado a una separación s ;

A_o área bruta encerrada por el flujo de cortante e igual a $0.85 A_{oh}$;

s separación de los estribos que resisten la torsión;

f_{yv} esfuerzo especificado de fluencia de los estribos; el cual no excederá de 4 200 kg/cm²; y

φ ángulo con respecto al eje de la pieza, que forman los puntales de compresión que se desarrollan en el concreto para resistir torsión según la teoría de la analogía de la armadura espacial (fig. II.5.7). No debe ser menor de 30 grados ni mayor de 60 grados. Se recomienda que $\varphi = 45$ grados para elementos sin presfuerzo o parcialmente presforzados y $\varphi = 37.5$ grados para elementos totalmente presforzados.

Refuerzo longitudinal

El área de barras longitudinales para torsión, A_{st} , adicionales a las de flexión, no será menor que la calculada con la siguiente expresión:

$$A_{st} = \frac{A_t}{s} p_h \frac{f_{yv}}{f_y} \cot^2 \varphi$$

Donde

f_y esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo longitudinal para torsión; y

φ debe tener el mismo valor que el utilizado en la ec. (*)

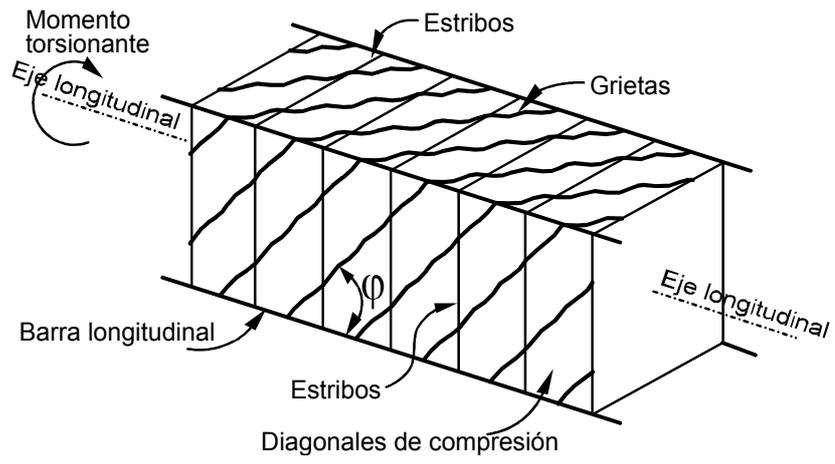


Figura II.5.7 Analogía de la armadura reforzada para torsión.

VI. Bibliografía.

Referencias.

- Otto Fritz de la Orta Gustavo. “Concreto Armado”. División Profesional y del ¹Doctorado, Facultad de Ingeniería 1965.
 - Velarde Héctor. “El concreto reforzado un material de construcción”. Historia de la Arquitectura.. Fondo de cultura económica, año 1949.
 - Revista imcyc. “Construcción y tecnología”. Diciembre 2003.
 - Esqueda Heraclio y Huerta Raúl. “Detalles y detallado del acero de refuerzo del concreto”. American Concret Institute .
 - González Oscar y Robles Francisco. “Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado”. Limusa, tercera edición.
 - Normas Complementarias del Distrito Federal. Libro 4, Calidad de los materiales: Materiales básicos, Capítulo 4, “Acero de refuerzo para concreto”, vigente.
 - D.J Dowrick. Diseño de estructuras resistentes a sismos para ingenieros y arquitectos. Capítulo 6: “Diseño estructural y detallado para resistencia sísmica”.
 - American Society for Testing and Materials. “Deformd and plain billet-steel bars for concrete reinforcement”, ASTM A615, 1994
 - “Normas técnicas y complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto del Reglamento del Distrito Federal”. Vigente
 - Jack C. McCormac. “Diseño de Concreto Reforzado”. Alfaomega. 4 edición.
 - Kirby, R.S. y Laurson, P.G., 1932, “The Early Years or Modern Civil Engineering”. Yale University Press.
 - “American Society for Testing Materials”. 1911, Proceedings (vol.10).
 - José Menéndez Menéndez, “Desperfectos en construcciones de ingeniería y de arquitectura”. IPN.
 - Coordinación Sectorial de Normas, especificaciones y precios unitarios, “Tabulador general de precios unitarios 2004”. Gobierno del Distrito Federal, Secretaría de Obras Públicas.
-

III. Habilitado del acero de refuerzo.

III.1 Método tradicional

Cuando un obra esta en plena construcción, el método tradicional es consecuencia directa del programa de ejecución constructivo adoptado.

El método tradicional, como su nombre lo indica tiene una tradición en las costumbres constructivas. Estos métodos nacen junto con la necesidad del acero de refuerzo para el concreto, o quizá un poco antes, con la realización de moldes (cimbra) para el concreto simple.



Trabajos hechos en obra (método tradicional).

Algunas de las técnicas del método tradicional, en una obra pequeña son las siguientes:

- Limpieza del terreno.
- Excavación para la cimentación a pico y pala.
- Pedir el habilitado de acero.
- Después del habilitado de acero, los cortes, dobleces y amarres del mismo.
- Elaboración de estribos, bastones, silletas (para separar el acero de refuerzo de la superficie de contacto, para cimentación o losas y conseguir un recubrimiento



de acuerdo a lo especificado en las normas oficiales locales).

- Armados de los distintos elementos estructurales (columnas, vigas, losas, etc.) según el avance de la obra.
- Elaboración de moldes (cimbras generalmente de madera en este método) para el colado de los elementos estructurales: cimentación, columnas, vigas, losas, muros, etc.



Armados de elementos estructurales en el método tradicional.

- Pedir el habilitado de arena, grava, cemento y agua, para la creación de concreto in situ.
- Colar los elementos estructurales demandados in situ.
- Mientras alcanzan los requerimientos mínimos de resistencia los elementos antes colados, se buscan actividades que se puedan realizar en paralelo.

Las actividades antes mencionadas no son las totales que forman un programa de ejecución, sólo son un ejemplo de muchas más.

Ventajas:

- Genera más empleos locales.
- El 70% de los empleados no son calificados (mano de obra barata).
- La inspección de los armados es directa, para corroborar la resistencia y calidad de los elementos estructurales.



Inspección directa a los armados.

Desventajas:

- La poca resistencia del concreto hecho in situ. Las propiedades del concreto varían ampliamente debido a su dosificación y mezclado. Además el colado y el curado del concreto no son cuidadosamente controlados.
- Generalmente se alarga el tiempo del programa de ejecución, por los problemas que se van presentando en campo.
- Como se alarga el tiempo del programa, también sufre modificaciones el costo previsto inicialmente de la obra.
- Se generan problemas con el habilitado de acero en su caso, por estar expuestos a la intemperie, así como también con los agregados del concreto: arena, grava y cemento.



Habilitado y desperdicio de acero expuesto a la intemperie.

- El desperdicio del material (principalmente acero) generado por las actividades constructivas, si no es regulado puede con el paso del tiempo ser un porcentaje desmedido del costo total de la obra.
- Se requieren cimbras (generalmente de madera: 7 usos) para mantener el concreto en posición hasta que este endurezca suficiente.



Necesidad de la cimbra en el método tradicional

- Además puede requerirse de obras falsas o apuntalamientos para apoyar la cimbra de techos, muros o estructuras similares, hasta que los miembros de concreto adquieran suficiente resistencia para soportarse por sí mismos.
- La obra falsa es muy cara, su costo es de uno a dos tercios del costo total de una estructura de concreto reforzado, con un valor hasta del 50%.

Actualmente el método tradicional, se ha visto cada vez más restringido, al límite que generalmente hoy ya es conjugado con el método actual. Por mencionar algo, en las obras de construcción pesada, ya no es rentable el método tradicional en 100%, por la carrera contra el tiempo y la calidad.

III.2 Métodos actuales.



Estos métodos han progresado gracias al desarrollo tecnológico, el objetivo de los métodos actuales es el reducir el tiempo de ejecución para que este sea proporcional al costo de la obra.

Un alto ejecutivo de una cadena de tiendas comerciales dijo:

“Construir es un mal necesario, cada día que transcurre y no hago

ventas, no gano dinero, entre más rápido, mejor”.

Los métodos actuales consisten en habilitar a las obras civiles de elementos prefabricados, para reducir el periodo de ejecución, algunos de estos son en obras pequeñas y grandes:

- Estribos, bastones, etc.
- Columnas.
- Vigas.
- Muros de división (tabla roca).
- En algunos casos losas.
- Trabes (ballenas).
- Cabezales.
- En algunos casos no todos los elementos prefabricados son totalmente de concreto reforzado, también lo hay de acero.



Habilitado de columnas de acero.

Estos sólo son algunos de los tantos elementos por mencionar prefabricados, que pueden ser habilitados.

El aspecto financiero está en función del tiempo de ejecución, costo del dinero de inversión, tiempo para recuperarla; costo de las horas hombre en traslados y se deduce que el de obra más rentable siempre será la prefabricada.



Rápida colocación de una columna prefabricada de acero, que da como consecuencia, el ahorro de tiempo en endurecer y sostenerse por si misma, así como el ahorro en dinero de la cimbra, si fuera de concreto reforzado.



Ensamble de traveses en grandes claros (prefabricados).

Ventajas y posibles limitaciones.

En toda actividad productiva, el control de calidad y la duración del proceso son factores relevantes para obtener un producto aceptable. En el caso particular de la industria de la construcción de estructuras de concreto, los procesos constructivos que se emplean actualmente no difieren mucho de aquellos que comenzaron a utilizarse hace algunas décadas. Por ejemplo, casi la totalidad de estas edificaciones se cuelean en sitio, con métodos laboriosos de construcción de cimbra, de transporte, así como de colocación del concreto y del acero de refuerzo, lo que dificulta el control de calidad de este proceso constructivo y aumenta el tiempo de obtención del producto terminado. Estos dos factores, control de calidad y duración del proceso constructivo con los procedimientos usuales, merecen ser analizados para evaluar la conveniencia de la introducción de nuevos procesos de construcción en nuestro país. En particular, es de interés llevar a cabo esta evaluación para el caso de estructuras prefabricadas de concreto, por ser este material bastante conocido y empleado en México. Además, también hay que tener en cuenta que nuestro país no sólo es autosuficiente en la producción de cemento, sino que incluso lo exporta.

Los dos factores anteriormente mencionados –calidad y duración del proceso– son justamente dos aspectos favorables que se tienen en estructuras de concreto prefabricadas. En particular el último –la duración–, es un factor relevante en economías como la de México, que presentan altos costos del dinero, por lo que el ahorro –no sólo de días, sino también hasta de meses en algunos casos– que se puede obtener con estructuras prefabricadas, en comparación con las coladas en sitio, puede justificar ampliamente el empleo de las primeras en lugar de las segundas. Ejemplos que ilustran de manera clara lo anterior son algunos centros comerciales muy grandes establecidos recientemente en la ciudad de México, que fueron construidos con estructuras prefabricadas de concreto, en un tiempo bastante menor que el que hubiera requerido una obra con estructuras coladas en sitio. En estos casos, el argumento principal del inversionista para elegir la estructura prefabricada en lugar de la tradicional, fue simplemente que cada día ganado a la apertura al público era un día de ingresos adicionales que obtendría.

En el aspecto del control de calidad, la construcción de estructuras prefabricadas de concreto también puede superar por mucho a la construcción de estructuras de concreto colado en sitio. Por ejemplo, detalles elaborados de colocación del acero de refuerzo en zonas de posibles articulaciones plásticas en marcos de concreto prefabricado, pueden ser cuidadosamente supervisados en las plantas que producen los elementos prefabricados. Por lo regular, también la colocación del acero de refuerzo, para cualquier tipo y zona de elemento prefabricado estructural, puede ser realizada de acuerdo con los requerimientos necesarios. Ejemplo de esta última situación son los elementos prefabricados para sistemas de piso. Cuando la construcción de sistemas de piso se hace con colados en sitio y se emplean mallas de refuerzo para el lecho superior de la losa, es común que esta malla no quede en la posición requerida, y por tanto, que estas partes de la losa no puedan resistir esfuerzos de tensión que deberían ser tomados por la malla mencionada.

Entre los principales factores que se oponen al empleo de estructuras prefabricadas destaca el temor a la innovación, por parte de inversionistas, arquitectos e ingenieros, por desconocimiento de los nuevos procesos constructivos. En particular, en el caso de zonas con moderada o alta actividad sísmica, existe el temor de que las estructuras prefabricadas de concreto puedan tener un comportamiento menos favorable ante los sismos que en el caso de estructuras de concreto coladas en sitio. En realidad, este temor no debiera existir, si se considera que, como se comenta más adelante, es posible construir estructuras prefabricadas de concreto con un comportamiento sísmico semejante al de estructuras coladas en sitio.

Entre las acciones que pueden ayudar a resolver el problema anteriormente mencionado está, por ejemplo, el promover la divulgación de las principales características de las estructuras prefabricadas. En México, este aspecto se viene resolviendo en parte con la elaboración de un Manual de Estructuras Prefabricadas de Concreto, actividad patrocinada por la Asociación Nacional de Industriales del Presfuerzo y la Prefabricación (ANIPPAC) y desarrollada por expertos mexicanos en el tema, tanto profesionales que han desarrollado o emplean este tipo de estructuras, como investigadores interesados en el tema.

Un aspecto que merece ser analizado, como posible ventaja o limitación del proceso constructivo que estamos considerando, es el relacionado con la mano de obra. Existe el argumento de que ésta en nuestro medio no es cara, en comparación con la de países desarrollados, y por tanto, al emplear estructuras prefabricadas de concreto, que requieren menos mano de obra, se podría estar desaprovechando este factor. Aun cuando esta cuestión debería ser analizada por especialistas en economía y costos, resultaría contraproducente emplear.

Otro factor que merece ser tomado en cuenta en el análisis del empleo de mano de obra, es el hecho de que al construirse estructuras prefabricadas de concreto, con menos tiempo de ejecución, podrían ahorrarse cantidades importantes de dinero, que a su vez podrían ser posteriormente invertidas en la construcción de nuevas estructuras, que ocuparían por tanto la mano de obra respectiva, y generarían empleos en diversas actividades relacionadas con la industria de la construcción. Este es un reto que la ingeniería mexicana debe enfrentar como parte de los cambios importantes en la economía actual.

Algunas de las principales ventajas son:

- Mejores materiales a emplear: Concreto de $f'c > 300 \text{ kg/cm}^2$, Aceros $f_y > 16000 \text{ kg/cm}^2$
- Mayor control de calidad
- Curado con vapor
- Se aprovechan tiempos muertos de obra en producir los elementos. Por ejemplo, durante la excavación o preparación de la misma, se producen las zapatas, columnas, trabes, etc.



Habilitado de estructuras prefabricadas de concreto reforzado en claros grandes.

- Reducción de personal de obra (fierros, albañiles, carpinteros).
- Menor tiempo de ejecución. La recuperación de la inversión empieza más rápido (por ejemplo, una tienda comercial hace ventas desde el momento de la apertura).
- Se elimina el 95% de la cimbra de contacto .
- Mejores acabados de la obra (pueden quedar integrados).
- Uso repetitivo de moldes metálicos de buena calidad (a la larga es económico).
- Al usar elementos pretensados la relación claro/peralte puede ser entre 25 y 40 veces dependiendo de los elementos (por ejemplo, traveses, losas).

Algunas de las desventajas principales son:

- Mayor detalle en planos de construcción y montaje.
- Mayor planeación (estudio en tiempo, renta de maquinaria y transporte, espacio para maniobras, etc.).
- La inversión se hace en menos tiempo.
- Se requiere maquinaria pesada (tractocamión, grúas, gatos hidráulicos, etc.)
- Mano de obra especializada
- Se requiere espacio para maniobras en las obras.
- La inversión en moldes metálicos es muy alta
- Son elementos pesados, se requiere equipo para maniobras, como grúas.



Durante la colocación de los elementos prefabricados, se presentan problemas como la renta de maquinaria (grúas, gatos hidráulicos, etc), además de que se debe tener el espacio adecuado para las maniobras de estas maquinas.

Aspectos del comportamiento estructural en zonas sísmicas

Un aspecto relevante en el comportamiento estructural de las estructuras prefabricadas de concreto a base de marcos en zonas sísmicas lo constituyen los criterios necesarios para lograr un comportamiento adecuado en las conexiones entre elementos prefabricados. La práctica usual en Estados Unidos hasta hace pocos años, y que ha influido de manera importante en México, no ha sido la más apropiada desde el punto de vista estructural, ya que las conexiones entre elementos estructurales se hacían en las zonas críticas de estos elementos en condiciones sísmicas (generalmente en la ubicación de articulaciones plásticas).

El problema se agrava con el empleo de soldadura para conectar el acero de refuerzo longitudinal de la trabe en la zona de la unión de ésta con la columna.

Afortunadamente, desde el punto de vista de mejorar nuestro conocimiento sobre el diseño sismorresistente, los efectos que tuvo en las estructuras el sismo de Northridge, California, en 1994, han mostrado las importantes debilidades de la soldadura para conectar elementos de acero. Esta experiencia ha revelado la necesidad de buscar alternativas de diseño para las secciones críticas de elementos estructurales sometidas a acciones sísmicas. En este sentido, el reglamento para Estados Unidos, el Uniform Building Code de 1997, recomienda, por ejemplo, que estructuras prefabricadas en zonas sísmicas traten de igualar el comportamiento de estructuras coladas en sitio, para lo cual da requisitos específicos. Por ejemplo, en el caso de marcos, se recomienda el empleo de las

llamadas conexiones "fuertes", como se ilustra en la figura II.2.1. La conexión "fuerte" se caracteriza por tener un comportamiento elástico durante el sismo de diseño. La figura II.2.1 muestra dos variantes para este tipo de conexiones, y en ambos casos se recomienda que la distancia entre la sección de localización de la zona con comportamiento inelástico se ubique a una distancia mayor que $h/2$ respecto a la sección donde se conectan los elementos prefabricados, donde h es el peralte de la trabe. La primera variante de conexión "fuerte" se ilustra en la figura II.2.1(a), la que muestra esta conexión ubicada a cara de columna y la zona de articulación plástica ubicada a una distancia mayor que $h/2$ respecto a la zona de conexión. La segunda variante de conexión "fuerte" se ilustra en la figura II.2.1(b), la que muestra ahora la zona de articulación plástica ubicada a cara de columna y la zona de conexión "fuerte" ubicada a una distancia mayor que $h/2$ respecto a la primera.

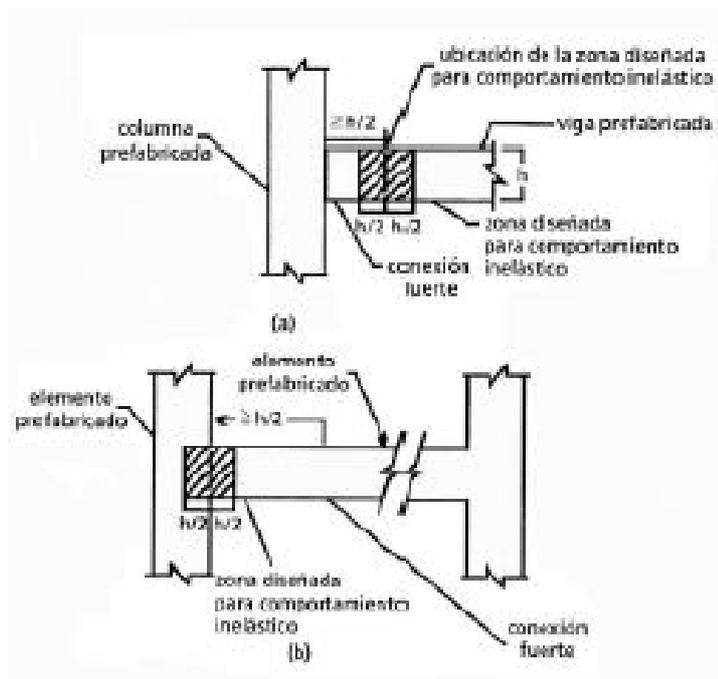


Figura II.2.1 Comportamiento estructural en zonas sísmicas.

El empleo de marcos de concreto, tanto colados en sitio como prefabricados, tiene el inconveniente de que para lograr un comportamiento dúctil es necesario cumplir requisitos rigurosos respecto a la cantidad y distribución del acero de refuerzo longitudinal y transversal, como lo especifican, por ejemplo, las Normas Técnicas Complementarias de Estructuras de Concreto (2004) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, o el Reglamento del American Concrete Institute de 1995. Una alternativa de interés que puede explorarse en México como solución al problema anteriormente mencionado, es el uso de sistemas estructurales prefabricados en los que se empleen marcos perimetrales con claros pequeños, que tomen la mayor parte de las acciones sísmicas, y marcos interiores –si se quiere con claros más grandes–, que tomen mayormente cargas gravitacionales, con lo cual estos últimos marcos podrían ser diseñados y construidos con requerimientos menos estrictos que los necesarios en marcos que toman la mayor parte de las acciones sísmicas en una estructura.

III.3 Comparación de costos.

Dado que es difícil de hacer una comparación de costos entre los métodos tradicionales y los actuales, debido a que los costos están en función del presupuesto para la obra y desde luego también del tiempo de ejecución por un lado. Y por el otro actualmente en capo la combinación de ambos métodos ha llevado a favorecer el costo de la obra así como el tiempo de ejecución.

Sin embargo tomando en cuenta la hipótesis que dice “Los métodos tradicionales son aplicables a los claros cortos y los métodos actuales, son aplicables a los claros grandes”, esto es formulado por la experiencia de algunos de los ingenieros que están en contacto con las estructuras y con la construcción.

Para hacer una ligera comparación de costos, se tomará el ejemplo de un marco que tiene las siguientes características figura III.3.1 el objetivo es ver los costos de ejecución de la viga de 12m de claro en los dos métodos y tratar de aclarar algunas de las interrogantes que generan ambos métodos.

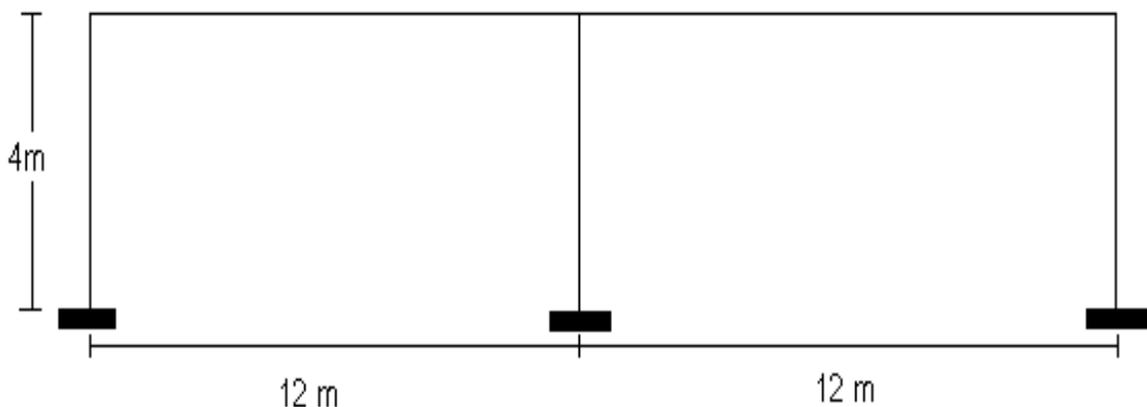


Figura III.3.1 marco modelo para el ejemplo de comparación de costos.

- Método tradicional.
- Métodos actuales.
- Comparación de costos.

Método tradicional.

Se presenta un análisis de precios unitarios, para obtener un costo de total de la viga. El modelo de la viga es de la siguiente forma figura III.3.2

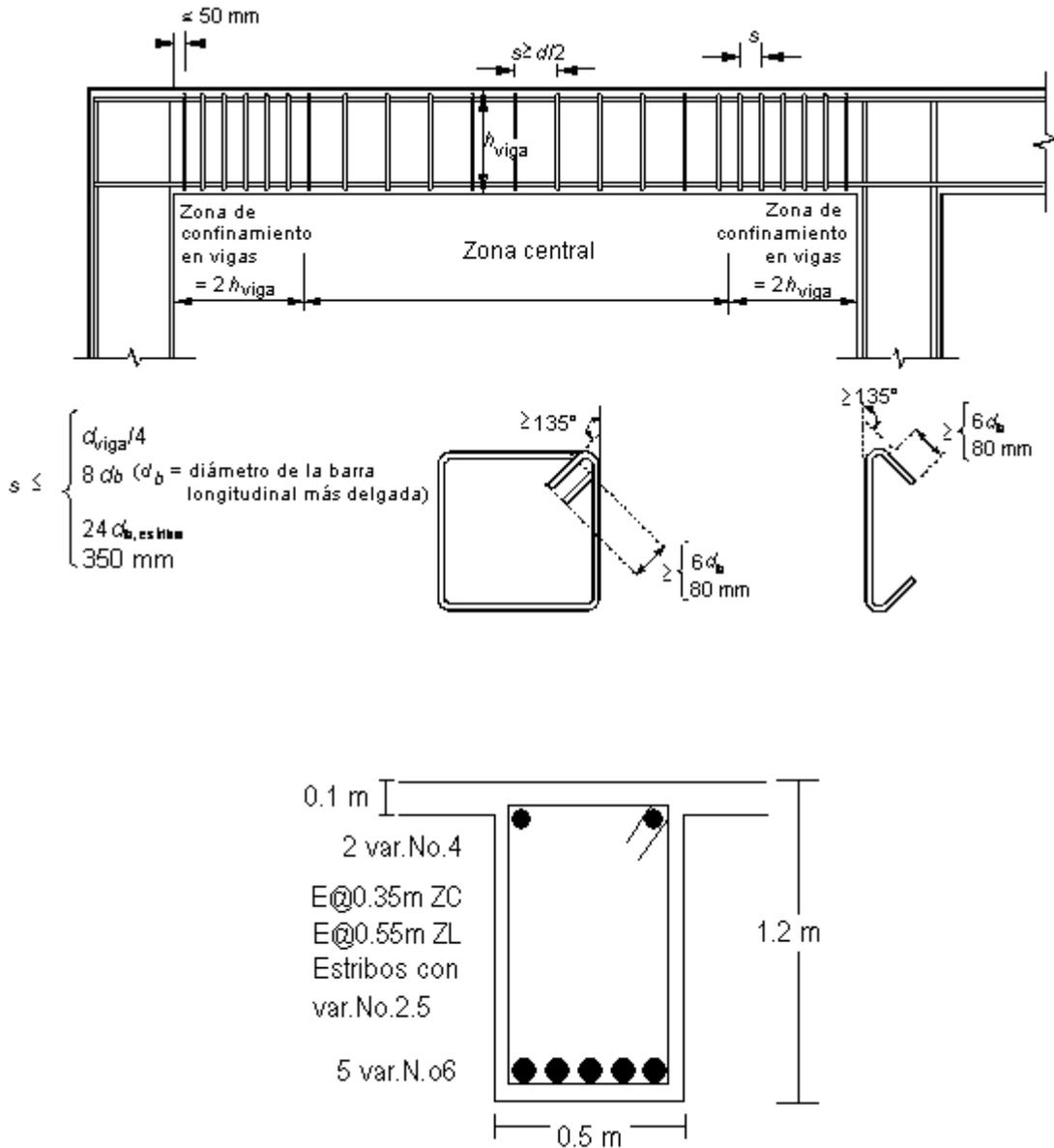


Figura III.3.2

Zona critica = Zona de confinamiento

Zona L = Zona central

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS.

OBRA: TRABE DE CONCRETO REFORZADO DE SECCIÓN 0.5*1.2 M, ARMADA CON: 5 VARILLAS DE No. 6, 2 VARILLAS DE No. 4 Y VARILLAS DE No. 2.5 COMO ESTRIBOS (ZONA CRITICA E @ 35 CM Y EN ZONA L E @ 55 CM), CONCRETO F´C = 200 KG/CM2.

INCLUYE: CIMBRA Y DESCIMBRA, MATERIALES, DESPERDICIOS, MANO DE OBRA Y HERRAMIENTA (zona crítica).

No	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
1	VARILLAS No. 6, FY=4200KG/CM2	TON			108.4
2	VARILLAS No. 4, FY=4200KG/CM2	TON			19.26
3	VARILLAS No. 2.5, FY=4200KG/CM2	TON			34.92
4	ALAMBRE RECOCIDO No. 18	KG			7.50
	SUBTOTAL (INCLUYE DESPERDICIO)				185.40
5	CONCRETO F´C=200 KG/CM2, HECHO EN OBRA (INCLUYE MANO DE OBRA Y MATERIAL)	M3			590.80
6					
7	CIMBRA COMÚN	M2			149.98
	SUBTOTAL (INCLUYE DESPERDICIO)				740.78
8	CUADRILLA 059 (1 CARPINTERO + 1 AYUDANTE)	JOR			225.42
9	CUADRILLA 062 (1 FIERRERO + 1 AYUDANTE)	JOR			40.54
10	CUADRILLA 041 (1 ALBAÑIL + 1 AYUDANTE)	JOR			334.91
	SUBTOTAL				600.87
11	EQUIPO Y HERRAMIENTA				18.02
	SUBTOTAL				18.02
	COSTO DIRECTO				1545.06
	INDIRECTOS			(30%)	463.52
	SUBTOTAL				2008.58
	FINANCIAMIENTO			(2.5%)	50.21
	SUBTOTAL				2058.79
	UTILIDAD			(8%)	164.70
	PRECIO UNITARIO \$/M				2223.50

ELABORÓ

MARCOS GERVACIO JIMÉNEZ

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS.

OBRA: TRABE DE CONCRETO REFORZADO DE SECCIÓN 0.5*1.2 M, ARMADA CON: 5 VARILLAS DE No. 6, 2 VARILLAS DE No. 4 Y VARILLAS DE No. 2.5 COMO ESTRIBOS (ZONA CRITICA E @ 35 CM Y EN ZONA L E @ 55 CM), CONCRETO F´C = 200 KG/CM2.

INCLUYE: CIMBRA Y DESCIMBRA, MATERIALES, DESPERDICIOS, MANO DE OBRA Y HERRAMIENTA (zona I).

No	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
1	VARILLAS No. 6, FY=4200KG/CM2	TON			108.4
2	VARILLAS No. 4, FY=4200KG/CM2	TON			19.26
3	VARILLAS No. 2.5, FY=4200KG/CM2	TON			23.28
4	ALAMBRE RECOCIDO No. 18	KG			4.95
	SUBTOTAL (INCLUYE DESPERDICIO)				169.9
5	CONCRETO F´C=200 KG/CM2, HECHO EN OBRA (INCLUYE MANO DE OBRA Y MATERIAL)	M3			590.8
6					
7	CIMBRA COMÚN	M2			149.98
	SUBTOTAL (INCLUYE DESPERDICIO)				740.78
8	CUADRILLA 059 (1 CARPINTERO + 1 AYUDANTE)	JOR			225.42
9	CUADRILLA 062 (1 FIERRERO + 1 AYUDANTE)	JOR			37.63
10	CUADRILLA 041 (1 ALBAÑIL + 1 AYUDANTE)	JOR			334.91
	SUBTOTAL				597.96
11	EQUIPO Y HERRAMIENTA				17.939
	SUBTOTAL				17.939
	COSTO DIRECTO				1526.68
	INDIRECTOS			(30%)	458.00
	SUBTOTAL				1984.69
	FINANCIAMIENTO			(2.5%)	49.61
	SUBTOTAL				2034.30
	UTILIDAD			(8%)	162.74
	PRECIO UNITARIO \$/M				2197.05

ELABORÓ

MARCOS GERVACIO JIMÉNEZ

$$\text{Zona crítica} = 2H_{\text{viga}} = 2 * 1.2\text{m} = 2.4\text{m}$$

$$2 * 2.4\text{m} = 4.8\text{m} \Rightarrow \text{son en los extremos de las trabe.}$$

$$\text{Zona L} = 12\text{m} - 4.8\text{m} = 7.2\text{m}$$

Finalmente

$$\text{Zona crítica} = 4.8\text{m} * 2,223.5\$/\text{m} = \$10,672.8$$

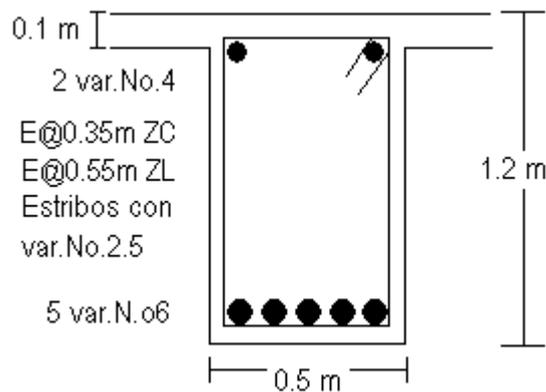
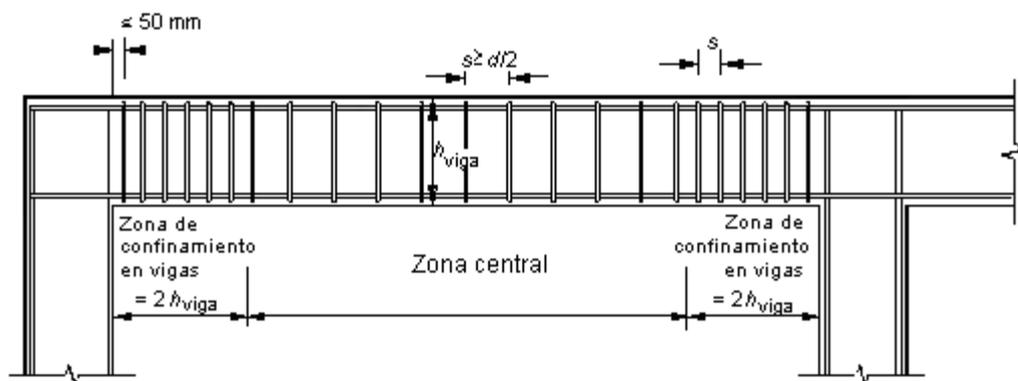
$$\text{Zona L} = 7.2\text{m} * 2,197.05\$/\text{m} = \$15,818.76$$

$$\text{Costo total de la trabe de } 0.5 * 1.2\text{ m} = \text{Zona crítica} + \text{Zona L} = \mathbf{\$26,491.56}$$

*Desarrollo de los precios unitarios, en el anexo 1.

Métodos Actuales.

Cotización de la viga de 0.5*1.2m, con un claro de 12m.



ZC = zona de confinamiento.

ZL = zona central

Fy= 4200 kg/cm²

F'c=200 kg/cm²

Cotización de:

- Fabricación
- Transporte
- Montaje
- Además del tiempo de entrega y de montaje.

ANÁLISIS DE PRECIOS DE ELEMENTOS PREFABRICADOS

OBRA: TRABE DE CONCRETO REFORZADO DE SECCIÓN 0.5*1.2 M, ARMADA CON: 5 VARILLAS DE No. 6, 2 VARILLAS DE No. 4 Y VARILLAS DE No. 2.5 COMO ESTRIBOS (ZONA CRITICA E @ 35 CM Y EN ZONA L E @ 55 CM), CONCRETO F' C = 200 KG/CM².

INCLUYE: FABRICACIÓN, TRANSPORTE Y MONTAJE.

No	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
1	ACERO				
	BARRA No. 6	TON			2796.72
	BARRA No. 4	TON			496.92
	BARRA No.2.5	TON			901.20
	SUBTOTAL				4194.84
2	PRABRICACIÓN	PZA			18764.86
	SUBTOTAL				18764.86
3	TRANSPORTE	KM	30	135.18	4055.40
	SUBTOTAL				4055.40
4	MONTAJE				
	CAPATÁZ	JOR			146.39
	OBrero	JOR			121.26
	OFICIAL	JOR			143.70
	OPERADOR	JOR			172.90
	SUBTOTAL				584.25
	TOTAL DE LA VIGA PREFABRICADA SIN IVA				27599.35
	TOTAL				31739.25

COTIZACIÓN 2005 PROPORCIONADA POR:

SERVICIO Y ELEMENTOS PREFABRICADOS, S.A. DE C.V.

PROYECTOS, FABRICACIÓN, TRANSPORTE Y MONTAJE DE: TRABES CAJÓN, AASHO, T, TY, TT, MURO Y LOSA SPIROLL, COLUMNAS, ELEMENTOS ESPECIALES, POSTENSADOS Y PRETENSADOS.

WWW.SEPSACV.COM.MX

**El tiempo de montaje es de aproximadamente 4.5 horas.

En la comparación de costos entre ambos métodos:

- Método tradicional = **\$26,491.56**

- Métodos Actuales = **\$31,739.25**

La variación de los costos es \$5,247.69, la cual representa un 19.8% del costo total de la viga hecha in situ.

Además que los prefabricados tiene como ventaja.

- Menos paga de seguros (salud) de todos los empleados (IMSS).
- Menos costos indirectos.
- Funcionalidad inmediata del elemento.
- No hay desperdicios.

Comparación de tiempo entre el detallado de acero de refuerzo de la viga hecha in situ y montaje de la viga prefabricada.

- El tiempo del detallado de acero de refuerzo en la viga hecha in situ es de aproximadamente 1 jornada (8 horas).

ACTIVIDADES	HORAS PARA 1M DE VIGA			HORAS: TODA LA VIGA
	1 JORNADA	=	8 HORAS	
CONCRETO PREMEZCLADO	0.1062	=	0.85	10.2
CIMBRA Y DESCIMBRA *	0.4235	=	3.39	40.7
DETALLADO DE ACERO	0.0762	=	0.61	7.3
COLADO DEL CONCRETO	0.6293	=	5.03	60.4

- * 1.- El 65% del tiempo de cimbra y el 35% es de descimbra.
2.- El tiempo de fraguado y alcance de resistencia del concreto es de 7 días.

- El tiempo de montaje de la viga prefabricada es de 4.5 horas aproximadamente.

Entonces hay una diferencia de 3.5 horas entre el detallado de elemento hecho in situ y el montaje del prefabricado.

Finalmente

Hay un ahorro de 3.5 horas que equivalen a \$232.87 tomando como referencia los salarios de la cuadrilla de fierro + ayudante, que crecería si el ejemplo estuviera dirigido a un edificio de decenas de estas vigas.

Y el mejor método para aplicar esta en función de la factibilidad del presupuesto y de la necesidad del cliente o dueño de la obra.

Nota:

Solo se tomó el ahorro de 3.5 horas de diferencia de la ejecución entre el detallado de acero de refuerzo en la viga hecha in situ con el montaje de la prefabricada. Sin tomar en cuenta el ahorro de tiempo de toda la ejecución de la viga, hasta que esta este funcionando completamente

IV. Detalles de Refuerzo.



Detallado del concreto colado in situ; requisitos generales:

Las siguientes notas y los correspondientes dibujos de detalle han sido recopilados para permitir a los elementos de estructuras de concreto sean detallados en forma consistente y satisfactoria para lograr resistencia sísmica. Estos detalles deben ser adecuados para regiones de riesgo sísmico medio y alto.

Sin embargo, existen muchas dudas con respecto a los detalles efectivos para algunos miembros, particularmente columnas y conexiones viga-columna. En regiones de bajo riesgo sísmico, pueden eliminarse algunos de los requisitos siguientes, pero los principios de traslape, confinamiento y continuidad deben ser aplicados si se requiere obtener una ductilidad adecuada.

Adherencia y anclaje.

En elementos de concreto reforzado es necesario que exista adherencia entre el concreto y las barras de refuerzo, de manera que ambos materiales estén íntimamente ligados entre sí. De no existir adherencia, el comportamiento del elemento difiere del descrito en los capítulos anteriores.

El logro de un comportamiento adecuado en adherencia es un aspecto importante del dimensionamiento de elementos de concreto reforzado. Sin embargo nuestro conocimiento del fenómeno de adherencia es relativamente escaso,

especialmente en lo que se refiere a la determinación de los elementos internos y a los esfuerzos internos y a los mecanismos de fallas por adherencia.

Los esfuerzos por adherencia se presentan en los elementos de concreto reforzado por dos causas: la necesidad de proporcionar anclaje adecuado para barras y la variación de fuerzas en éstas debido a la variación del momento a lo largo del elemento.

Los problemas de adherencia son tratados en los reglamentos: Se incluyen también consideraciones sobre el traslape, el anclaje, el corte y doblado de barras, ya que en todos estos aspectos interviene la adherencia.

Naturaleza de la adherencia.

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

1. Adhesión de naturaleza química entre el acero y el concreto.
2. Fricción entre la barra y el concreto, que se desarrolla al tender a deslizar la primera.
3. Apoyo directo de las corrugaciones de las barras sobre el concreto que las rodea.

En las barras lisas sólo existen las dos primeras contribuciones. Como su aportación a la resistencia al deslizamiento es mucho menor que la debida al apoyo de las corrugaciones sobre el concreto, la adherencia con frecuencia era un factor crítico en el diseño estructural, cuando las barras lisas eran de uso común.

La introducción de las barras corrugadas ha aliviado considerablemente los problemas de adherencia. Además, el mejor comportamiento en adherencia de estas barras ha hecho menos crítico el anclaje en los extremos que con las barras lisas y ha disminuido los agrietamientos y deformaciones respecto a los usuales en éstas.

La adherencia sigue siendo un aspecto importante a considerar en el dimensionamiento de estructuras de concreto, sobre todo en el caso de las barras con esfuerzos de fluencia de 6000 kg/cm^2 o aun mayores., cuyo uso es mucho en algunos países.

Aunque en las barras corrugadas la adhesión y la fricción también contribuyen a la adherencia, la aportación más importante corresponde a las corrugaciones (figura IV.0.1). Es más, la adhesión se rompe al ocurrir pequeños deslizamientos de las barras dentro del concreto antes de que las corrugaciones se apoyen contra el concreto.

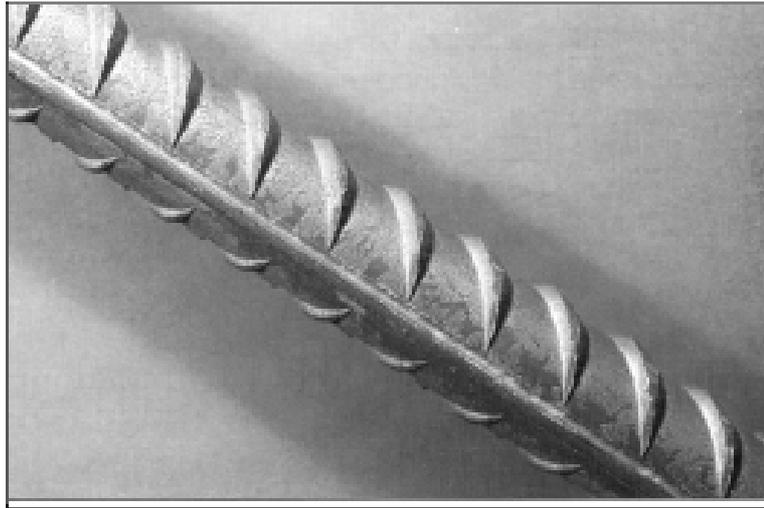


Figura IV.0.1 Barra corrugada.

En la figura IV.0.2 se muestra en forma simplista el mecanismo mediante el cual se transmiten fuerzas entre el concreto y las barras, cuando éstas tienen corrugaciones. Las componentes normales a las barras de las fuerzas (figura IV.0.2 c), originan tensiones que tienden a producir agrietamientos longitudinales con configuraciones semejantes a las ilustraciones en la figura IV.0.3.

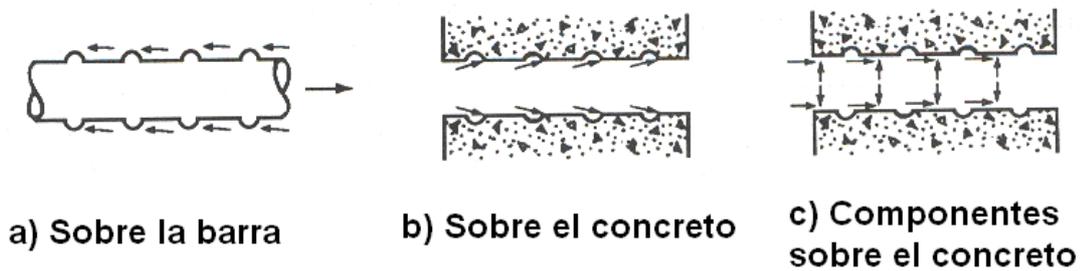


Figura IV.0.2 Fuerzas entre barras y concreto.

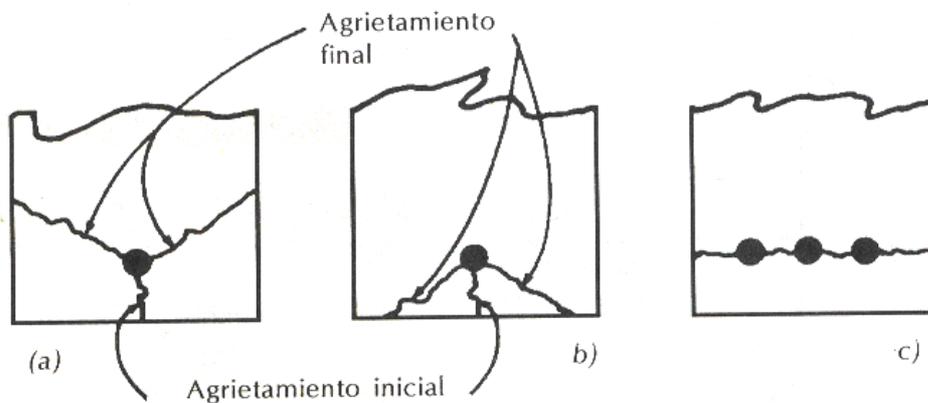


Figura IV.0.3 Diferentes configuraciones del agrietamiento longitudinal.

Las fallas de adherencia en barras corrugadas suelen ocurrir cuando estos agrietamientos longitudinales alcanzan una magnitud tal que permiten el deslizamiento de las barras. En general, como se apreciará posteriormente, la resistencia en adherencia es directamente proporcional a la resistencia en tensión del concreto, que a vez, depende de $\sqrt{f'_c}$, e inversamente proporcional al diámetro de las barras.

Anclaje.

Puede lograrse un anclaje satisfactorio prolongando las barras con longitud rectas, o usando dobleces de 90° y 180° (figura IV.0.4), pero la eficiencia del anclaje debe ser regida principalmente por el estado de esfuerzo del concreto en la longitud de anclaje. El esfuerzo de tensión no debe anclarse en zonas de tensión elevadas. Si esto no puede lograrse, debe colocarse refuerzo adicional en forma de estribos, especialmente donde existen cortantes altos, para ayudar a confinar el concreto en la longitud de anclaje. Es especialmente deseable evitar las barras de anclaje en la zona de las conexiones viga-columna. No debe escatimarse demasiada cantidad de esfuerzo en una misma sección.

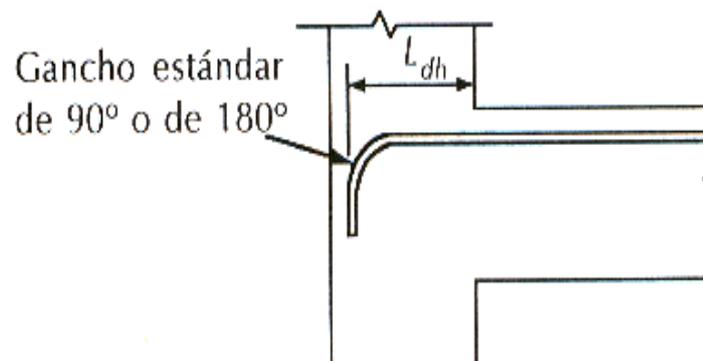


Figura IV.0.4 Gancho o dobles estándar.

La longitud de anclaje recibe el nombre de *longitud de desarrollo*, es decir, la longitud e una barra requerida para desarrollar por adherencia un determinado esfuerzo en el acero.

En las barras corrugadas, al deslizar la barras dentro de la masa de concreto y romperse la adhesión entre los materiales, las corrugaciones reaccionan contra el concreto. La fricción y la adhesión desempeñan un papel menos importante que en caso de barras lisas.

Evidentemente el tipo de corrugación tiene una influencia significativa en la adherencia. Según Rehm (fuentes), una variable importante es la relación entre la altura de las mismas corrugaciones, a , y su espaciamiento c . (figura IV.0.5).

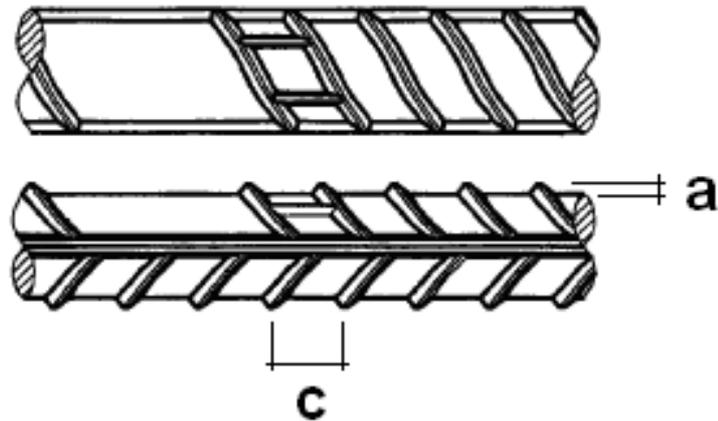


Figura IV.0.5 Geometría de las corrugaciones de las barras.

Requisitos complementarios

Anclaje

Requisito general

La fuerza de tensión o compresión que actúa en el acero de refuerzo en toda sección debe desarrollarse a cada lado de la sección considerada por medio de adherencia en una longitud suficiente de barra o de algún dispositivo mecánico.

Longitud de desarrollo de barras a tensión

Barras rectas

La longitud de desarrollo, L_d , en la cual se considera que una barra a tensión se ancla de modo que desarrolle su esfuerzo de fluencia, se obtendrá multiplicando la longitud básica, L_{db} dada por la ec 4.1, por el factor o los factores indicados en la tabla 4.1. Las disposiciones de esta sección son aplicables a barras de diámetro no mayor que 38.1 mm (número 12).

$$L_{db} = \frac{a_s f_y}{3(c + K_{tr})\sqrt{f'_c}} \geq 0.11 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (4.1)$$

Donde

a_s área transversal de la barra;

c separación o recubrimiento; úsese el menor de los valores siguientes:

- 1) distancia del centro de la barra a la superficie de concreto más próxima;
- 2) la mitad de la separación entre centros de barras.

K_{tr} índice de refuerzo transversal; igual a $\frac{A_{tr} f_{yv}}{100 s n}$; si se usan kg/cm^2 y cm ;

A_{tr} área total de las secciones rectas de todo el refuerzo transversal comprendido en la separación s , y que cruza el plano potencial de agrietamiento entre las barras que se anclan;

- f_{yv} esfuerzo especificado de fluencia de refuerzo transversal;
 s máxima separación centro a centro del refuerzo transversal, en una distancia igual a L_d ; y
 n número de barras sobre el plano potencial de agrietamiento.

Por sencillez en el diseño, se permite suponer $K_{tr}=0$, aunque haya refuerzo transversal.

En ningún caso L_d será menor que 300 mm.

La longitud de desarrollo, L_d , de cada barra que forme parte de un paquete de tres barras será igual a la que requeriría si estuviera aislada, multiplicada por 1.20. Cuando el paquete es de dos barras no se modifica L_d .

Tabla 4.1 Factores que modifican la longitud básica de desarrollo¹

Condición del refuerzo	Factor
Barras de diámetro igual a 19.1 mm (número 6) o menor.	0.8
Barras horizontales o inclinadas colocadas de manera que bajo ellas se cuelen más de 300 mm de concreto.	1.3
Barras con f_y mayor de 4200 kg/cm ² .	$2 - \frac{4200}{f_y}$
Barras torcidas en frío de diámetro igual o mayor que 19.1 mm (número 6).	1.2
Acero de flexión en exceso ²	$\frac{A_{s, requerida}}{A_{s, proporcionada}}$
Barras lisas	2.0
Barras cubiertas con resina epóxica, o con lodo bentonítico:	
– Recubrimiento de concreto menor que $3d_b$, o separación libre entre barras menor que $6d_b$	1.5
– Otras condiciones	1.2
Todos los otros casos	1.0

¹ Si se aplican varias condiciones, se multiplican los factores correspondientes;

² Excepto en zonas de articulaciones plásticas y marcos dúctiles.

Barras con dobleces

Cuando una barra a tensión termina con un doblez a 90° ó 180° grados que cumpla con los requisitos de la sección (**), se supondrá que puede alcanzar su esfuerzo de fluencia en la sección crítica, si la longitud básica de desarrollo, es decir, la distancia paralela a la barra, entre la sección crítica y el paño externo de la barra en el doblez (figura IV.0.6), es al menos igual a

$$0.076 d_b f_y / \sqrt{f_c'}$$

pero no menor que 150 mm ni que $8d_b$. El tramo recto después del doblez no será menor que $12d_b$ para dobleces a 90 grados, ni menor que $4d_b$ para dobleces a 180 grados.

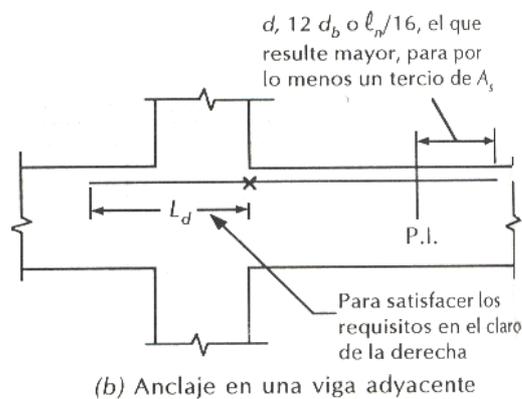
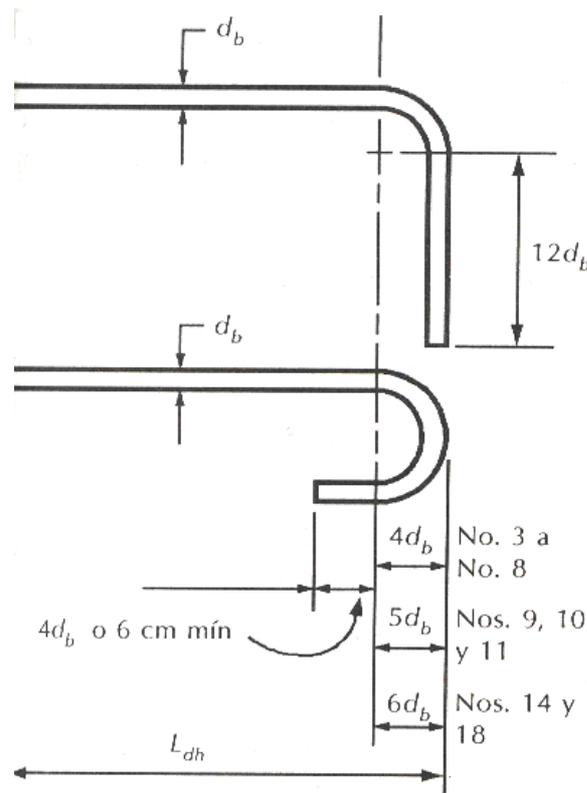


Figura IV.0.6 Detalles de dobleces estándar.

Tabla 4.2 Factores que modifican la longitud básica de desarrollo de barras con dobleces¹

Condición del refuerzo	Factor
Barras de diámetro no mayor que 34.9 mm (número 11), con recubrimiento libre lateral (normal al plano del dobléz) no menor que 60 mm, y para barras con doblez a 90 grados, con recubrimiento libre del tramo de barra recto después del doblez no menor que 50 mm	0.7
Barras de diámetro no mayor que 34.9 mm (número 11), confinadas en toda la longitud de desarrollo con estribos verticales u horizontales separados entre sí no más de $3d_b$	0.8
En concreto ligero	1.3
Barras cubiertas con resina epóxica, o con lodo bentonítico	1.2
Todos los otros casos	1.0

¹ Si se aplican varias condiciones, se multiplican los factores correspondientes;

Longitud de desarrollo de barras a compresión.

La longitud de desarrollo de una barra a compresión será cuando menos el 60 por ciento de la que requeriría a tensión y no se considerarán efectivas porciones dobladas. En ningún caso será menor de 200 mm.

Sección (**). Dobleces del refuerzo

El radio interior de un dobléz no será menor que $f_y/60\sqrt{f_c}$ veces el diámetro de la barra doblada, a menos que dicha barra quede doblada alrededor de otra de diámetro no menor que el de ella, o se confine adecuadamente el concreto, por ejemplo mediante refuerzo perpendicular al plano de la barra. Además, el radio de dobléz no será menor que el que marca, para la prueba de doblado, la respectiva Norma Mexicana.

En todo dobléz o cambio de dirección del acero longitudinal debe colocarse refuerzo transversal capaz de equilibrar la resultante de las tensiones o compresiones desarrolladas en las barras, a menos que el concreto en sí sea capaz de ello.

Empalmes de barras

Los empalmes en campo en las barras de refuerzo suelen ser necesarias debido a las limitaciones en las longitudes de las barras disponibles (12 m), a los requisitos de las juntas de construcción y a los cambios de barras grandes a más pequeñas. Aunque los fabricantes proporcionan las barras en longitudes de 12 m,

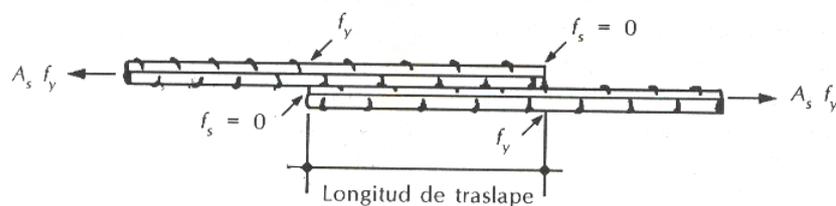
a veces conviene trabajar en el campo con barras de menor o mayor longitud, por lo que se recurre a los empalmes por traslape.



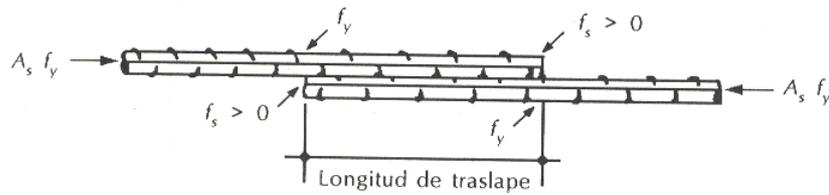
Dobles de las varillas en obra.

El método más común de empalmar barras no. 11 o menores es simplemente traslapar las barras una sobre la otra (figura IV.0.7). Las barras traslapadas pueden estar separadas entre sí o estar en contacto; se prefieren los empalmes con las barras en contacto, ya que entonces las barras pueden unirse con alambres. Tales barras mantienen mejor sus posiciones durante el colado del concreto. Si bien los empalmes o traslapes son fáciles de armar, la complicada naturaleza tanto de transferencia de los esfuerzos como de las grietas locales con frecuencia ocurren cerca de los extremos de las barras, es una desventaja.

Los esfuerzos de adherencia juegan un papel importante en la transferencia de las fuerzas de una barra a otra, por eso las longitudes requeridas de traslapes están muy relacionadas con las longitudes de anclaje.



a) De tensión



b) De compresión

Figura IV.0.7 Empalmes por traslape de tensión y compresión.

Los empalmes soldados, desde el punto de vista de transmisión de esfuerzos, son los mejores pero pueden ser caros y pueden presentar problemas metalúrgicos con resultados desastrosos en zonas de alta sismicidad. El código ACI estipula que los empalmes soldados, deben efectuarse por medio de soldaduras laterales, de manera que la conexión sea capaz de desarrollar por lo menos el 125% de la resistencia de la fluencia de las barras no. 7 o mayores. Los empalmes que no cumplan con estos requisitos de resistencia pueden usarse en puntos donde las barras no estén esforzadas a sus esfuerzos máximos de tensión. Los empalmes soldados son los más caros, debidos al precio de la mano de obra y al costo de supervisión.



Traslapes comunes en obra.

Los conectores mecánicos consisten comúnmente en algún tipo de manguito de empalme que se ajusta en los extremos de las barras por conectarse y dentro del cual se coloca una lechada metálica de relleno para enlazar las ranuras dentro del manguito con las corrugaciones de las barras (figura IV.0.8). Desde el punto de vista de la transferencia de esfuerzos, los buenos conectores mecánicos son los mejores después de los empalmes soldados. Tiene la desventaja de que puede ocurrir algún deslizamiento en las conexiones y por lo tanto pueden presentarse algunas grietas en el concreto en la zona de empalme.

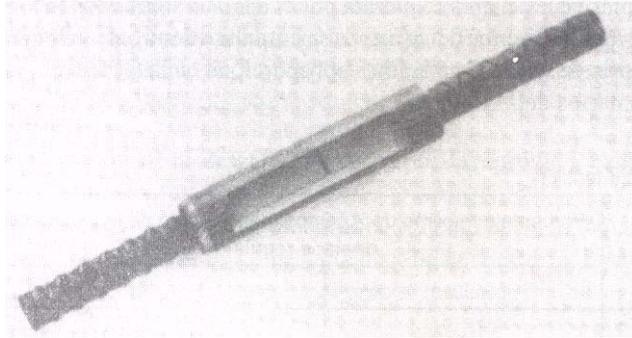
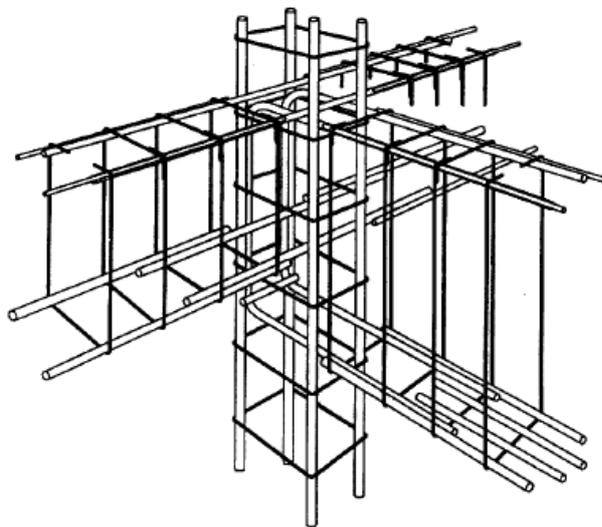


Figura IV.0.8 Conector mecánico.

Comentarios sobre el funcionamiento de los empalmes o traslapes.

- El empalme por traslape del esfuerzo nunca puede producir exactamente el efecto de un refuerzo continuo.
- La meta de los reglamentos de los empalmes es requerir una condición dúctil en que el refuerzo fluya antes de que falle la conexión. Las fallas en los empalmes ocurren repentinamente y con peligrosos resultados.
- Los empalmes fallan debido a la separación del concreto a lo largo de las barras. Si algún tipo de refuerzo cerrado envuelve al refuerzo principal (como los estribos y espirales de una columna), se reduce la probabilidad de una separación y se necesitarán entonces longitudes menores de traslape.
- Cuando los esfuerzos en el refuerzo se producen en la zona del empalme, se reduce también la posibilidad de una falla en la conexión. Por eso, son menos restrictivos los requisitos del código cuando los esfuerzos son pequeños.

Los empalmes, cualquiera que sea su tipo, originan concentraciones de esfuerzos indeseables. Por otra parte, existe el riesgo de defectos en la realización del empalme. Por ello es conveniente evitar hacer empalmes en secciones críticas y que coincidan los empalmes de todas las barras de un elemento estructural en una misma sección.



Problemas de empalmes en zonas críticas (nudos).

La integridad de los empalmes depende del desarrollo de adherencia adecuada en la superficie de las barras. Influye también en la capacidad del concreto que las rodea para resistir las tensiones y esfuerzos cortantes generados en él y la presencia del refuerzo transversal que proporcione una acción confinante. Un aspecto importante del comportamiento de traslapes es el agrietamiento que se forma en las terminaciones de las barras debido a las concentraciones de esfuerzos creadas por la discontinuidad del refuerzo.

Generalidades de los empalmes y traslapes.

Los traslapes en estructuras resistentes a sismos deben continuar funcionando aun cuando los miembros o los nudos sufran grandes deformaciones. En virtud de que la transferencia de esfuerzos es lograda a través del concreto que rodea a las barras, es esencial que haya un espacio adecuado en el miembro para colocar y compactar concreto de buena calidad.

Preferiblemente los traslapes no deben hacerse en regiones de altos esfuerzos como en la vecindad de conexiones viga-columna, ya que el concreto puede agrietarse bajo grandes deformaciones destruyéndose entonces la transferencia de esfuerzos de adherencia. En las regiones de alto esfuerzo, los traslapes deben ser considerados como un problema de anclaje, más que como un problema de traslape; esto es, no debe considerarse transferencia de esfuerzo de una barra a otra. En vez de esto, las barras requeridas para resistir la tensión deben prolongarse más allá de la zona de deformaciones grandes esperadas, con objeto de desarrollar su resistencia por anclaje.

Las pruebas han mostrado que los traslapes de contacto se comportan igual que los traslapes espaciados, debido a que la transferencia de esfuerzo ocurre principalmente a través del concreto que los rodea. Los traslapes de contacto reducen usualmente la congestión y dan mayor oportunidad de obtener una buena compactación del concreto a lo largo y alrededor de las barras.

De preferencia los traslapes deben estar escalonados, pero donde esto es impracticable y están gran número de barras es una sección (por ejemplo en columna), deben proporcionarse estribos adecuados o barras de unión para minimizar la posibilidad de ruptura del concreto.

Corte y Doblado de las barras.

El refuerzo longitudinal de las vigas de concreto reforzado puede variarse a lo largo de su longitud de acuerdo con la variación del momento. Esto puede efectuarse cortando barras o doblándolas a 45° y haciéndolas continuas con el refuerzo del lado opuesto.

Puede suponerse que el acero requerido en las diversas secciones es directamente proporcional al momento correspondiente; o de otra manera, que el diagrama del acero necesario en las distintas secciones tiene la misma forma que el diagrama de momentos. Esto permite determinar fácilmente los puntos teóricos donde pueden cortarse o doblarse barras (figura IV.0.9).

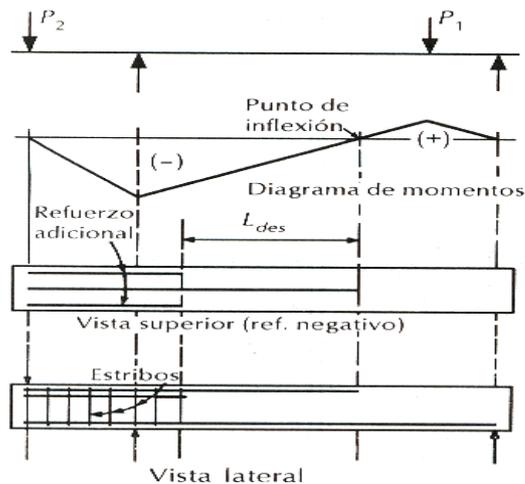


Figura IV.0.9 diagrama de momentos y distribución del refuerzo

Anclaje en el refuerzo transversal.

El refuerzo transversal es requerido por fuerza cortante o torsión debe estar anclado de manera que se disponga de su capacidad máxima a medio peralte de la viga. Para un comportamiento adecuado, este refuerzo debe estar cerca de las caras de compresión y tensión como lo permitan los requisitos de recubrimiento y la proximidad de otro refuerzo, y terminarse en ganchos estándar para estribos de acuerdo a lo mostrado en la figura IV.0.10. Las barras longitudinales se doblan para utilizarlas como refuerzo en el alma, deben constituirse como refuerzo longitudinal cerca de la cara opuesta, si esta zona esta en tensión. Si se trata de una zona en compresión, la barra debera prolongarse una longitud L_d , más allá del medio peralte de la viga.

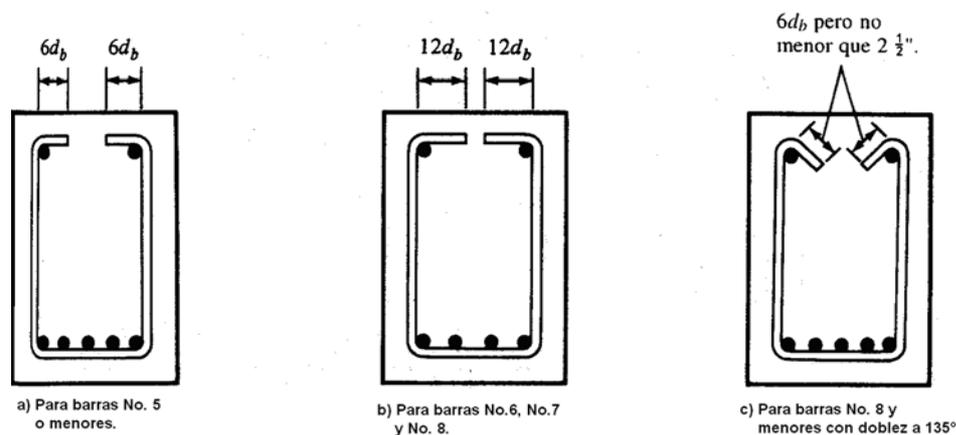


Figura IV.0.10 Anclaje del refuerzo transversal de acuerdo a las NTC-2004

Espaciamiento.

- La separación libre entre barras paralelas trabes, excepto entre capas, no debe menor que el diámetro de la barra, ni que 1.5 veces el tamaño máximo del agregado. barras de la capa inferior deben estar misma vertical que las de la capa superior.

- La distancia libre vertical entre capas refuerzo longitudinal en vigas, no debe ser menor que el diámetro de las barras ni 2.0 centímetros.
- En columnas, la separación libre entre barras longitudinales no será menor que:
 - 1.5 veces el diámetro de la barra.
 - 1.5 veces el tamaño máximo del agregado.
 - 4.0 centímetros.

En elementos en compresión, reforzados espirales o anillos, la distancia libre entre barras longitudinales no debe ser menor de 1.5 d ni de 4 cm.

La limitación de la distancia libre entre varillas también se aplica a la separación entre traslapes adyacentes. En muros y losas macizas, separación del refuerzo principal por flexión mayor que tres veces el espesor del muro losa, ni que 45 cm. Recubrimiento del refuerzo.

Valores del recubrimiento mínimo, en centímetros, medido desde la superficie del concreto hasta la superficie más próxima del refuerzo:

A) Concreto colocado en el lugar.

1. Elementos en contacto con el terreno.
 - a) Si se usa plantilla 5.0 cm.
 - b) Si no hay plantilla 3.0 cm.
2. Elementos expuestos al intemperismo.
 - c) Barras del No. 3 al No. 8 4.0 cm.
 - d) Barras mayores del No. 8 5.0 cm.
3. Elementos no expuestos al intemperismo.
 - e) Barras del No. 3 al No. 8 2.0 cm.
 - f) Barras mayores del No. 8 3.0 cm.
4. Cascarones y placas delgadas.
 - g) Barras No. 3 y No. 4 1.0 cm.
 - h) Barras mayores del No. 4 1.5 cm.

B) Concreto precolado, con control en planta.

1. Elementos en contacto con el terreno y expuesto al intemperismo.
 - Barras No. 3 al No. 11 2.0 cm.
 - Barras mayores del No. 11 4.0 cm.
2. Elementos que no están en contacto con el terreno ni expuesto al intemperismo.
 - Barras No. 3 al No. 11 1.5 cm.
 - Barras mayores del No. 11 3.0 cm.

3. Cascarones y placas delgadas. 1.0 cm.

4. Anillos, estribos y espirales. 1.0 cm.

Pueden especificarse valores mayores cuando el concreto esté expuesto a ambiente corrosivo, o como protección contra fuego.

Para los recubrimientos expuestos a agentes agresivos (ciertas sustancias o vapores industriales, terreno particularmente corrosivo expuesto al mar, etc.) deben utilizar el cemento Portland Tipo II que se fabrica de acuerdo con las especificaciones de las normas: NOM C-1 y su referente norteamericana, ASTM C-150 en la cual el cemento Portland Tipo II esta clasifica especialmente cuando se requieren resistencias moderadas a los sulfatos o calor de hidratación moderado, para obras que estén en contacto con un subsuelo húmedo o salitroso o en zonas próximas al mar.

NOTA. Los recubrimientos mínimos especificados por el Reglamento del Departamento del Distrito Federal:

a) En columnas y trabes. 2.0 cm.

b) En losas. 1.5 cm.

c) Cascarones y placas delgadas 1.0 cm.

d) Empaques de barras, 1.5 veces del diámetro de la barra mayor del paquete.

Paquetes de barras.

Se pueden formar paquetes con las barras longitudinales, empleando como máximo dos barras en columnas y tres en trabes. Los paquetes deben quedar alojados en los ángulos de los estribos, y se amarran con alambre.

La separación mínima de los paquetes se determina a partir del área transversal del paquete considerada como una barra simple. Los cortes en las barras de un paquete deben espaciarse, entre una barra y otra, cuando menos 40 diámetros de las barras cortadas.

Tolerancias

Las tolerancias que a continuación se señalan rigen con respecto a los planos constructivos del proyecto ajustado como se especifica en el Título VII del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. .

a) Las dimensiones de la sección transversal de un miembro no excederán de las del proyecto en más de $10 \text{ mm} + 0.05x$, siendo x la dimensión en la dirección en que se considera la tolerancia, ni serán menores que las del proyecto en más de $3 \text{ mm} + 0.03x$.

b) El espesor de zapatas, losas, muros y cascarones no excederá al de proyecto en más de $5 \text{ mm} + 0.05t$, siendo t el espesor de proyecto, ni será menor que éste en más de $3 \text{ mm} + 0.03t$.

- c) En cada planta se trazarán los ejes de acuerdo con el proyecto ajustado, con tolerancia de un centímetro. Toda columna quedará desplantada de tal manera que su eje no diste, del que se ha trazado, más de 10 mm más dos por ciento de la dimensión transversal de la columna paralela a la desviación. Además, no deberá excederse esta cantidad en la desviación del eje de la columna, con respecto al de la columna inmediata inferior.
- d) La tolerancia en desplomo de una columna será de 5 mm más dos por ciento de la dimensión de la sección transversal de la columna paralela a la desviación.
- e) El eje centroidal de una columna no deberá distar de la recta que une los centroides de las secciones extremas, más de 5 mm más uno por ciento de la dimensión de la columna paralela a la desviación.
- f) La posición de los ejes de vigas con respecto a los de las columnas donde apoyan no deberá diferir de la de proyecto en más de 10 mm más dos por ciento de la dimensión de la columna paralela a la desviación, ni más de 10 mm más dos por ciento del ancho de la viga.
- g) El eje centroidal de una viga no deberá distar de la recta que une los centroides de las secciones extremas, más de 10 mm más dos por ciento de la dimensión de la viga paralela a la desviación.
- h) En ningún punto la distancia medida verticalmente entre losas de pisos consecutivos, diferirá de la de proyecto más de 30 mm, ni la inclinación de una losa respecto a la de proyecto más de uno por ciento.
- i) La desviación angular de una línea de cualquier sección transversal de un miembro respecto a la dirección que dicha línea tendría según el proyecto, no excederá de cuatro por ciento.
- j) La localización de dobleces y cortes de barras longitudinales no debe diferir en más de $10 \text{ mm} + 0.01L$ de la señalada en el proyecto, siendo L el claro, excepto en extremos discontinuos de miembros donde la tolerancia será de 10 mm.
- k) La posición de refuerzo de losas, zapatas, muros, cascarones, arcos y vigas será tal que no reduzca el peralte efectivo, d , en más de $3 \text{ mm} + 0.03d$ ni reduzca el recubrimiento en más de 5 mm. En columnas rige la misma tolerancia, pero referida a la mínima dimensión de la sección transversal, en vez del peralte efectivo. La separación entre barras no diferirá de la de proyecto más de 10 mm más diez por ciento de dicha separación, pero en todo caso respetando el número de barras y su diámetro, y de tal manera que permita pasar al agregado grueso.
- l) Las dimensiones del refuerzo transversal de vigas y columnas, medidas según el eje de dicho refuerzo, no excederá a las del proyecto en más de $10 \text{ mm} + 0.05x$, siendo x la dimensión en la dirección en que se considera la tolerancia, ni serán menores que las de proyecto en más de $3 \text{ mm} + 0.03x$.

- m) La separación del refuerzo transversal de vigas y columnas no diferirá de la de proyecto más de 10 mm más diez por ciento de dicha separación, respetando el número de elementos de refuerzo y su diámetro.
- n) Si un miembro estructural no es claramente clasificable como columna o viga, se aplicarán las tolerancias relativas a columnas, con las adaptaciones que procedan si el miembro en cuestión puede verse sometido a compresión axial apreciable, y las correspondientes a travesaños en caso contrario. En cascarones rigen las tolerancias relativas a losas, con las adaptaciones que procedan.

Por razones ajenas al comportamiento estructural, tales como aspecto, o colocación de acabados, puede ser necesario imponer tolerancias más estrictas que las arriba prescritas.

De no satisfacerse cualquiera de las tolerancias especificadas, el Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable de Obra, cuando no se requiera Corresponsable; estudiará las consecuencias que de ahí deriven y tomará las medidas pertinentes para garantizar la estabilidad y correcto funcionamiento de la estructura.

Calidad del refuerzo.

Para resistencia sísmica adecuada debe garantizarse la calidad apropiada del refuerzo, tanto por especificación como mediante pruebas. Como las propiedades del refuerzo varían gradualmente entre países y fabricantes, es importante conocer el origen de las barras, y aplicar las pruebas apropiadas. Particularmente en países en desarrollo, el papel del ingeniero residente puede ser decisivo aunque oneroso

Deben ser observados los siguientes puntos:

- Debe garantizarse un esfuerzo mínimo de fluencia adecuado, especificando el acero con una norma apropiada tal como la británica BS 4449 (8) o ASTM A615 (9).
- Los grados de acero cuya resistencia característica excede de 4100 kg/cm², no están permitidos en algunas áreas sísmicas, como Nueva Zelanda y California, pero pueden usarse resistencias ligeramente mayores si se prueba, mediante ensayos que se logra una ductilidad adecuada.
- Los aceros trabajados en frío no están recomendados en California o Nueva Zelanda, pero el acero que cumpla la norma británica BS 4461 (10) sería suficientemente dúctil.
- La prueba de alargamiento es particularmente importante para asegurar una ductilidad adecuada del acero. En las normas BS 4461 y ASTM A615 se establecen requisitos apropiados para aceros que cumplen esas normas. Los aceros que cumplen otras normas requieren de consideración específica.

- Las pruebas de doblado son las más importantes para asegurar la ductilidad suficiente del refuerzo en la “condición doblada”. En las normas BS 4449, BS 4461 y ASTM A615, se establecen requisitos apropiados para aceros que satisfacen esas normas. Los aceros que cumplen otras normas requieren de consideración específica.
- El radio mínimo de doblado para barras de acuerdo con la norma ASTM A615 es en algunos casos mayor que el requerido para los aceros británicos.
- La resistencia a la fractura frágil debe determinarse mediante una prueba de tenacidad con muesca conducida a la temperatura mínima de servicio donde ésta es menor que alrededor de 3-5°C.
- La fragilización debida a envejecimiento por deformación, debe ser revisada mediante pruebas de redoblado, similares a los aceros británicos.
- El soldado de las barras de refuerzo puede causar fragilización, y por lo tanto debe admitirse solamente para aceros de análisis químicos apropiados, y siempre que se use un proceso de soldado aprobado.
- La galvanización puede causar fragilización por lo que necesita de especial consideración.
- Las mallas de acero soldado no son apropiadas para resistencia sísmica debido a su fragilidad potencial. Sin embargo, las mallas que satisfacen la norma británica BS-4483 (11) pueden ser usadas para el control de contracción en elementos no estructurales, tales como firmes de piso.
- En el caso de la Ciudad de México que se encuentra en una zona sísmica alta, nuestros Códigos y normas, que deben seguir, son los locales, ya que están basados en normas internacionales, que al igual que en esta Ciudad, son de zonas sísmicas altas

Códigos y normas.

Los detalles de refuerzo recomendados en esta Tesis se derivan de largas experiencias. Se han tomado muy en cuenta la opinión Californiana, Neozelandesa y las normas Mexicanas (derivadas de las dos anteriores y de otras más) y sus códigos y principales resultados de investigación han sido aplicados ampliamente. El Código de Concreto Británico (13) y las normas Británicas (14) de refuerzo también han sido considerados donde eran aplicables.

En algunos países sísmicos, los códigos locales pueden invalidar algunas de las recomendaciones que aparecen en este documento, pero generalmente los requisitos contenidos aquí reflejan la corriente principal de un buen detallado antisísmico en la actualidad. Por supuesto, son imperfectos y generales y necesitarán revisarse de tiempo en tiempo, y a discreción de los ingenieros con experiencia en el campo de la construcción.

IV.1 Losas Macizas.

En general, las losas se clasifican como losas macizas en una o en dos direcciones.

- Las *losas planas son aquellas* que se apoyan directamente sobre columnas, sin la indeterminación de vigas, como se muestra en la figura IV.1.1).

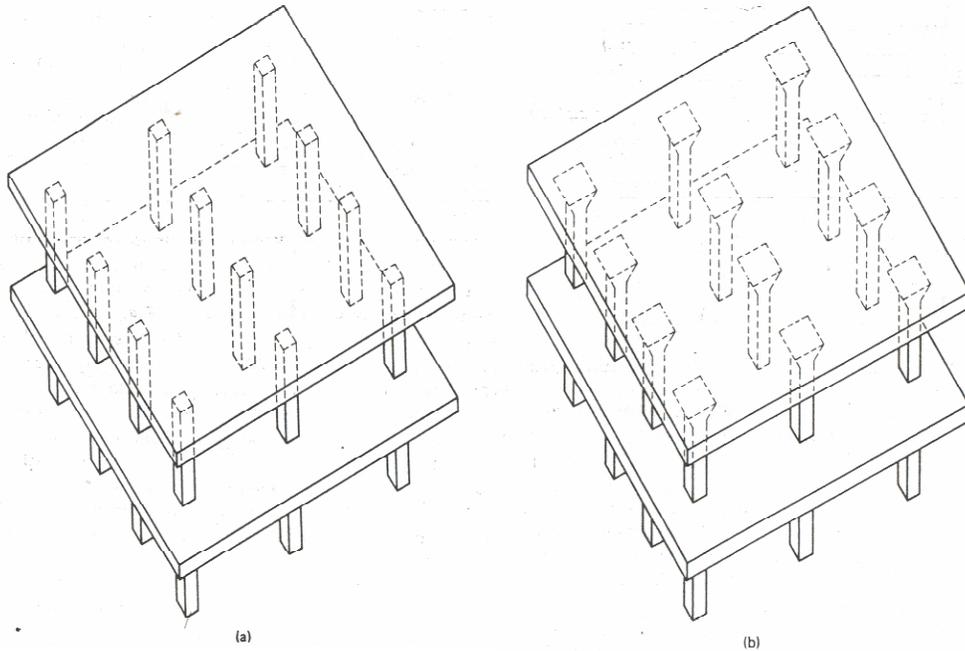


Figura IV.1.1 Tipos de losas macizas planas: a) Sin ábacos y capiteles, b) Con ábacos y capiteles.

- Las losas cuyas deflexiones ocurren en las dos direcciones se denominan *losas en dos direcciones*, se caracterizan porque se apoyan en vigas, podría decirse que las losas en una dirección son un caso de estas. ver figura IV.1.2).



Figura IV.1.2 Losas macizas en dos direcciones.

Las losas macizas planas son aquellas que se apoyan directamente sobre las columnas, sin la intervención de las vigas, figura IV.1.1

A las ampliaciones de las columnas en su parte superior se denomina capiteles. Tienen por 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.

Estas losas macizas planas incluyen las losas de concreto reforzado en dos direcciones con capiteles, con ábacos o con ambos. Estas losas son muy satisfactorias para cargas pesadas y grandes claros. Aunque la cimbra es más cara que para las losas que solo se sostienen con las columnas sin capiteles y sin ábacos. Son particularmente económicas para bodegas, estacionamientos y edificios industriales, así como para estructuras similares donde los ábacos o capiteles visibles sean aceptables.

Las caras del capitel no deben formar ángulos mayores de 45° con el eje de las columnas (figura IV.1.3 a). Si se excede este ángulo, la parte que queda fuera del mayor cono circular recto que puede inscribirse en el capitel no sería útil. El diámetro del capitel en su intersección con la losa se representa con la letra *c*.

El ábaco es una zona de la losa alrededor de una columna, con mayor peralte. Generalmente es un cuadrado o rectangular y se recomienda que sus dimensiones en planta no sean mayores que un sexto del claro en la dirección considerada a cada lado del eje de las columnas. La proyección del ábaco por debajo de la losa debe quedar comprendida dentro de ciertos límites. El mínimo es tal que el peralte efectivo del ábaco sea por lo menos 1.3 veces al peralte efectivo de la losa y el máximo que sea de 1.5 veces dicho peralte (figura IV.1.3 b).

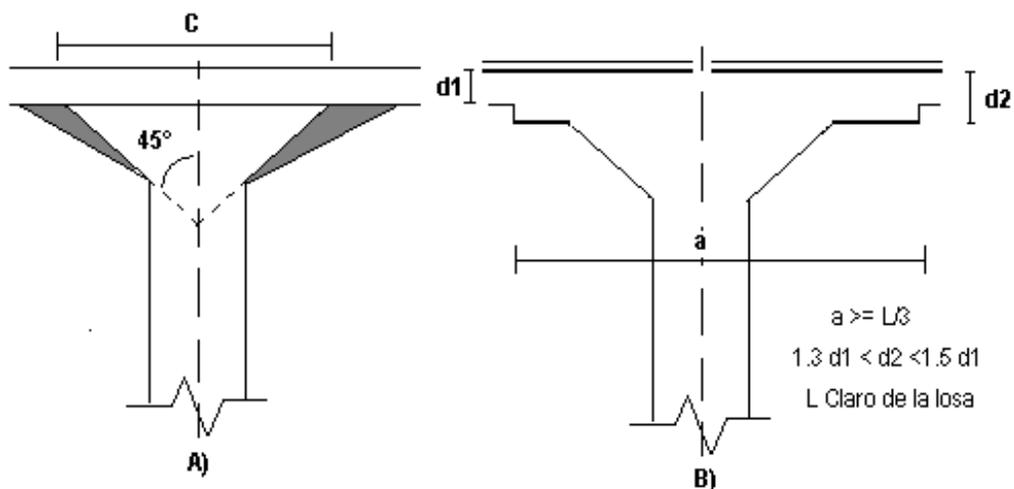


Figura IV.1.3 Requisitos para capiteles y ábacos según las NTC-2004

Comportamiento.

Las losas pueden fallar en cortante por penetración, o por flexión.

La penetración de la columna dentro de la losa formándose un cono o pirámide truncada. Cuando la estructura es asimétrica o resiste cargas laterales, se transmiten simultáneamente carga axial y momento flexionante entre la losa y la columna. Es frecuente que el cortante por penetración sea factor crítico en el diseño de las losas, especialmente cuando no se usan capiteles o 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 del agrietamiento. En una, las grietas se forman en la cara superior de la losa a lo largo de los ejes de las columnas y en la cara inferior o 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.

Cálculo para el peralte de la losa.

Peraltes mínimos

Puede omitirse el cálculo de deflexiones en tableros interiores de losas planas macizas si su peralte efectivo mínimo no es menor que

$$d_{\min.} = kL(1 - 2c/3L)$$

donde

c es la dimensión transversal de la columna paralela a la flexión, o el diámetro de la intersección con la losa o el ábaco, del mayor cono circular recto, con vértice de 90 grados, que pueda inscribirse en el capitel.

h espesor de la losa.

L es el claro mayor y k un coeficiente que se determina como sigue:

a) Concreto clase 1

Losas que cumplan con las características de los ábacos antes mencionadas.

$$k = 0.0006 \sqrt[4]{f_s w} \geq 0.020$$

Losas sin ábacos

$$k = 0.00075 \sqrt[4]{f_s w} \geq 0.025$$

b) Concreto clase 2

El valor de k que resulte con los criterios del inciso anterior se multiplicará por 1.5.

En las expresiones anteriores f_s es el esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, en kg/cm^2 (puede suponerse igual a $0.6f_y$), w es la carga en condiciones de servicio, en kg/m^2 , y c la dimensión de la columna o capitel paralela a L .

Los valores obtenidos con la ecuación del peralte mínimo deben aumentarse un 20% en tableros exteriores y 20% en losas aligeradas.

Cuando se use concreto clase 1, en ningún caso el espesor de la losa, h , será menor de 100 mm, si existe ábaco, o menor de 130 mm si no existe; cuando se use clase 2 estos valores se multiplicarán por 1.5.

En elementos anchos como las losas, el espesor no será mayor que 600 mm.

Transmisión de momento entre losa y columnas

Cuando por excentricidad de la carga vertical o por la acción de fuerzas laterales haya transmisión de momento entre losa y columna, se supondrá que una fracción del momento dada por:

$$1 - \alpha = \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{(c_1 + d) / (c_2 + d)}}$$

se transmite por flexión en un ancho igual a $c_2 + 3h$, centrado con el eje de columnas; el refuerzo de la losa necesario para este momento debe colocarse en el ancho mencionado respetando siempre la cuantía máxima de refuerzo. El resto del momento, esto es, la fracción α , se admitirá que se transmite por esfuerzos cortantes y torsiones.

donde

c_1 dimensión horizontal del capitel en su unión con el ábaco, paralela a la dirección de análisis; también, dimensión paralela al momento transmitido en losas planas.

c_2 dimensión horizontal del capitel en su unión con el ábaco, normal a la dirección de análisis; también, dimensión normal al momento transmitido en losas planas.

Las áreas de refuerzo deben ser por lo menos igual al área mínima por flexión.

$$A_{s,min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c'}}{f_y} b d$$

El área mínima por cambios volumétricos en una franja de 1m de ancho debe ser.

En toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural sea mayor que 1.5 m, el área de refuerzo que se suministre no será menor que:

$$a_{s1} = \frac{660 x_1}{f_y (x_1 + 100)}$$

donde

a_{s1} área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera, por unidad de ancho de la pieza, cm^2/cm . El ancho mencionado se mide perpendicularmente a dicha dirección y a x_1 ; y

x_1 dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo, cm.

Si x_1 no excede de 150 mm, el refuerzo puede colocarse en una sola capa. Si x_1 es mayor que 150 mm, el refuerzo se colocará en dos capas próximas a las caras del elemento.

En elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie o en contacto con el terreno, el refuerzo no será menor de $1.5a_{s1}$.

Por sencillez, en vez de emplear la fórmula anterior puede suministrarse un refuerzo mínimo con cuantía igual a 0.002 en elementos estructurales protegidos de la intemperie, y 0.003 en los expuestos a ella, o que estén en contacto con el terreno.

La separación del refuerzo por cambios volumétricos no excederá de 500 mm ni de $3.5x_1$.

Las NTC-2004 especifican también una separación máxima de las barras de dos veces es espesor de la losa en secciones críticas, excepto en zonas aligeradas.

Disposiciones complementarias sobre el refuerzo.

Además de los requisitos de las secciones de las transmisiones de los momentos entre la losa y las columnas y el refuerzo para flexión, el refuerzo cumplirá con lo siguiente:

Al menos la cuarta parte del refuerzo negativo que se tenga sobre un apoyo en una franja de columna debe continuarse a todo lo largo de los claros adyacentes.

Al menos la mitad del refuerzo positivo máximo debe extenderse en todo el claro correspondiente.

En las franjas de columna debe existir refuerzo positivo continuo en todo el claro en cantidad no menor que la tercera parte del refuerzo negativo máximo que se tenga en la franja de columna en el claro considerado.

El refuerzo de lecho inferior que atraviesa el núcleo de una columna no será menor que la mitad del que lo cruce en el lecho superior y debe anclarse de modo que pueda fluir en las caras de la columna.

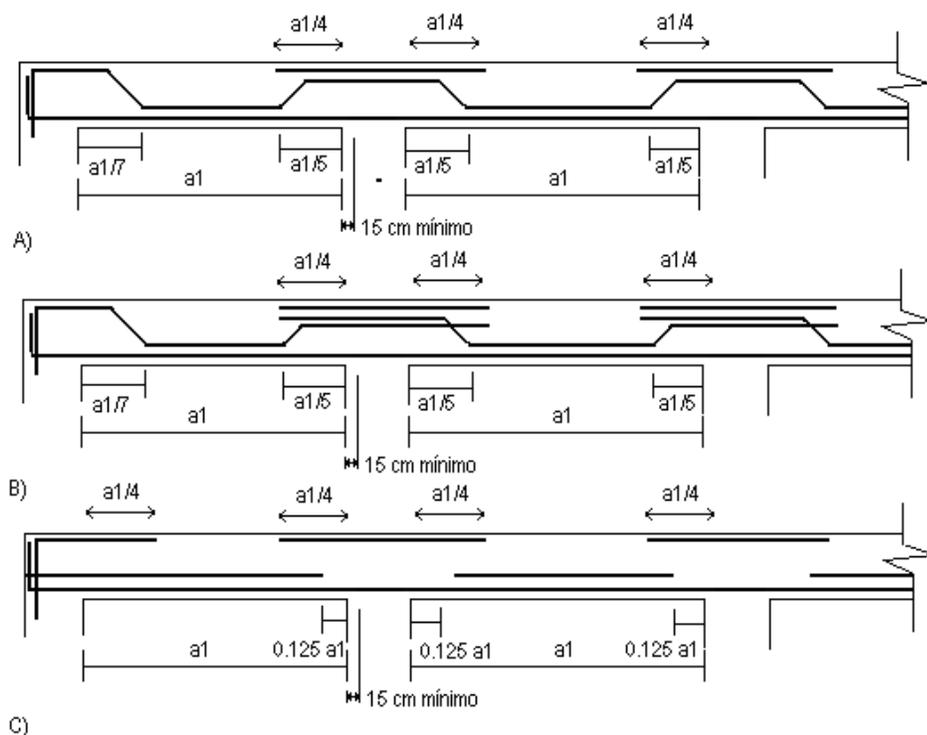
Toda nervadura de losas aligeradas llevará, como mínimo, a todo lo largo, una barra en el lecho inferior y una en el lecho superior.

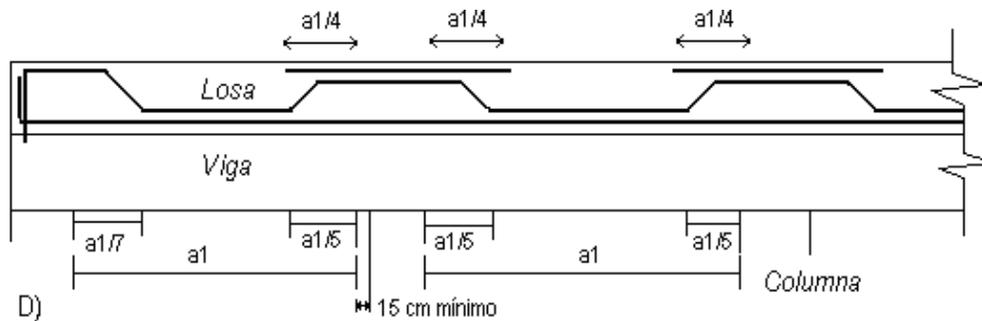
Todo el refuerzo cumplirá con los requisitos de anclaje.

Separación de las barras:

$$s = \frac{100A_b}{A_s}$$

Donde la separación s entre barras; A_b , el área de cada barra, y A_s , el área por metro de ancho de losa.





Detalles típicos del refuerzo de losas.

- A) Los dobleces son a 45° .
- B) En losas perimetrales apoyadas los cortes y dobleces se hacen en función del claro corto para el refuerzo en ambas direcciones.
- C) En el apoyo extremo debe proporcionarse un anclaje adecuado a partir del paño del apoyo.
- D) Losa en dos direcciones con vigas.

IV.2 Refuerzo en losas reticulares.

Se puede visualizar que la losa reticular, es una variante de una losa maciza, como un conjunto de viguetas que se cruzan, con espaciamentos cortos en relación con el claro; estas viguetas sirven como apoyo a una losa delgada superior. Los nichos o depresiones de la losa, la que se cuelga a menudo con cimbras removibles o desechables, disminuyen el peso de la losa y permiten el uso de un peralte efectivo grande, sin la carga muerta correspondiente. Con ese gran peralte se obtiene una estructura rígida. Las losas reticulares se usan por lo general cuando se demandan claros mayores de 10 m.

Las losas reticulares pueden diseñarse ya sea como losas planas o como losas reforzadas en dos direcciones, dependiendo de cuáles son precisamente los nichos o depresiones que se omiten para dar mayores áreas sólidas, en la figura IV.2.1 se muestra un posible arreglo o distribución. Las áreas sólidas cerca de la columna en la distribución de placa plana son comparables a un tablero deprimido o a un capitel de columna, al proporcionar un camino para la transferencia del cortante y un área extra de compresión en las regiones altamente esforzadas de momento negativo, que rodean las columnas. Las áreas sólidas, en donde se han omitido las depresiones a lo largo de las líneas de columnas en la configuración de las losas reforzadas en dos direcciones, son equivalentes a las vigas, ya que constituyen áreas de rigidez concentrada a la flexión, aun cuando no se extiendan por debajo de la superficie inferior general de la losa.

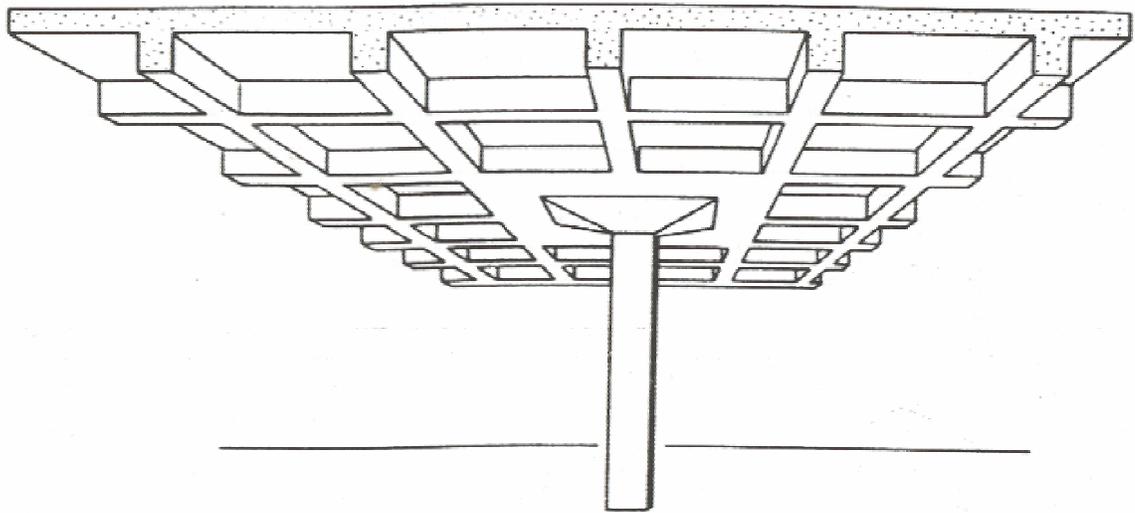


Figura IV.2.1 Losa reticular

Las vigas alrededor de cada depresión o nicho se diseñan como vigas para las fuerzas atribuibles a un ancho de losa igual al espaciamiento de las viguetas, y resulta más fácil reforzarlas por cortante si fuera necesario. Mientras mayor sea en número de viguetas por claro, mayor será la aproximación al comportamiento de una losa sólida, y sería necesario un mínimo de seis a ocho viguetas si se requiere diseñar la losa como tal, más bien que como una serie de vigas que se cruzan.

Otra variación adicional de una losa reticular es la losa prefabricada en la que los huecos se obtienen con la colocación de ladrillos de terracota, cojones de concreto precolado u otros rellenos; sobre el encofrado; las varillas de refuerzo se colocan entre las unidades rellenas. Se cubren éstas con concreto colado in situ. La superficie interior de la losa puede ser plana o tener depresiones, dependiendo de los rellenos utilizados y, en algunos casos, los rellenos ocupan el peralte total de la losa. En una configuración de refuerzo en dos direcciones, se omiten los rellenos a lo largo de las líneas de columnas y las vigas se pueden también extender por debajo de la losa.

IV.4.3 Vigas

Requisitos generales

El claro se contará a partir del centro del apoyo, siempre que el ancho de éste no sea mayor que el peralte efectivo de la viga; en caso contrario, el

claro se contará a partir de la sección que se halla a medio peralte efectivo del paño interior del apoyo.

En toda sección se dispondrá de refuerzo tanto en el lecho inferior como en el superior. En cada lecho el área de refuerzo no será menor que la obtenida de la ecuación.

$$A_{s,min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c'}}{f_y} b d \quad (1)$$

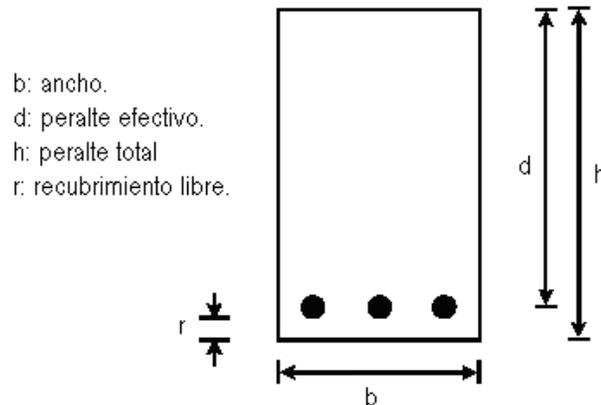


Figura IV.4.1 Dimensiones de una sección transversal

Donde: b y d son el ancho y el peralte efectivo (figura IV.4.1), no reducidos, de la sección, respectivamente.

Sin embargo, no es necesario que el refuerzo mínimo sea mayor que 1.33 veces el requerido por el análisis.

Para calcular momentos flexionantes en vigas que soporten losas de tableros rectangulares, se puede tomar la carga tributaria de la losa como si estuviera uniformemente repartida a lo largo de la viga.

Pandeo lateral

Deben analizarse los efectos de pandeo lateral cuando la separación entre apoyos laterales sea mayor que 35 veces el ancho de la viga o el ancho del patín a compresión.

Refuerzo complementario en las paredes de las vigas

En las paredes de vigas con peraltes superiores a 750 mm debe proporcionarse refuerzo longitudinal por cambios volumétricos:

En toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural sea mayor que 1.5 m, el área de refuerzo que se suministre no será menor que:

$$a_{s1} = \frac{660 x_1}{f_y (x_1 + 100)}$$

donde

a_{s1} área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera, por unidad de ancho de la pieza, cm^2/cm . El ancho mencionado se mide perpendicularmente a dicha dirección y a x_1 ; y

x_1 dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo, cm.

Si x_1 no excede de 150 mm, el refuerzo puede colocarse en una sola capa. Si x_1 es mayor que 150 mm, el refuerzo se colocará en dos capas próximas a las caras del elemento.

En elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie o en contacto con el terreno, el refuerzo no será menor de $1.5a_{s1}$.

Por sencillez, en vez de emplear la fórmula anterior puede suministrarse un refuerzo mínimo con cuantía igual a 0.002 en elementos estructurales protegidos de la intemperie, y 0.003 en los expuestos a ella, o que estén en contacto con el terreno.

La separación del refuerzo por cambios volumétricos no excederá de 500 mm ni de $3.5x_1$.

Debe aumentarse la cantidad de acero a no menos de 1.5 veces la antes prescrita, o tomarse otras precauciones en casos de contracción pronunciada (por ejemplo en morteros neumáticos) de manera que se evite agrietamiento excesivo. También, cuando sea particularmente importante el buen aspecto de la superficie del concreto.

Puede prescindirse del refuerzo por cambios volumétricos en elementos donde desde el punto de vista de resistencia y aspecto se justifique.

Se puede tener en cuenta este refuerzo en los cálculos de resistencia si se determina la contribución del acero por medio de un estudio de compatibilidad de deformaciones según las hipótesis básicas para la obtención de resistencia de diseño a flexión, carga axial y flexocompresión.

Requisitos geométricos

- a) El claro libre no debe ser menor que cuatro veces el peralte efectivo;
- b) En sistemas de vigas y losa monolítica, la relación entre la separación de apoyos que eviten el pandeo lateral y el ancho de la viga no debe exceder de 30;
- c) La relación entre el peralte y el ancho no será mayor de 3.0 (figura IV.4.1);

- d) El ancho de la viga no será menor de 250 mm, ni excederá el ancho de las columnas a las que llega; y
- e) El eje de la viga no debe separarse horizontalmente del eje de la columna más de un décimo del ancho de la columna normal a la viga.

Refuerzo longitudinal

- a) En toda sección se dispondrá de refuerzo tanto en el lecho inferior como en el superior. En cada lecho el área de refuerzo no será menor que la obtenida de la ec. (1) y constará por lo menos de dos barras corridas de 12.7 mm de diámetro (número 4).

La cuantía de acero longitudinal a tensión, ρ , no excederá de 0.025.

- b) El momento resistente positivo en el paño de la unión viga–columna no será menor que la mitad del momento resistente negativo que se suministre en esa sección (figura IV.3.2). En ninguna sección a lo largo del miembro, ni el momento resistente negativo, ni el resistente positivo, serán menores que la cuarta parte del máximo momento resistente que tenga en los extremos.
- c) Se permiten traslapes del refuerzo longitudinal sólo si en la longitud del traslape se suministra refuerzo transversal de confinamiento en forma de estribos cerrados. El paso o la separación de este refuerzo no será mayor que $0.25d$, ni que 100 mm.

No se permitirán las uniones por traslape en los casos siguientes:

- 1) Dentro de los nudos (uniones viga–columna);
 - 2) En una distancia de dos veces el peralte del miembro, medida desde el paño de nudo; y
 - 3) En aquellas zonas donde el análisis indique que se formarán articulaciones plásticas causadas por desplazamientos laterales del marco en el intervalo inelástico de comportamiento.
- d) Con el refuerzo longitudinal pueden formarse paquetes de dos barras cada uno.
 - e) Las uniones soldadas o con dispositivos mecánicos, deberán cumplir los requisitos para uniones soldadas de barras:

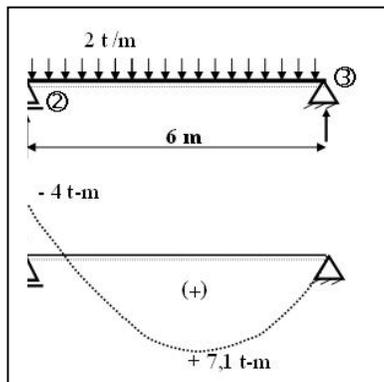


Figura IV.3.2 momentos para refuerzo.

Dispositivos mecánicos para unir barras

a) Se aceptarán dos tipos

- 1) El Tipo 1 deberá cumplir los requisitos de la sección (+); y
- 2) El Tipo 2, además de cumplir con la sección (+), deberá ser capaz de alcanzar la resistencia especificada a tensión de la barra por unir.

(+). Si se usan uniones soldadas o mecánicas deberá comprobarse experimentalmente su eficacia.

En una misma sección transversal no deben unirse con soldadura o dispositivos mecánicos más del 33 por ciento del refuerzo. Las secciones de unión distarán entre sí no menos de 20 diámetros. Sin embargo, cuando por motivos del procedimiento de construcción sea necesario unir más refuerzo del señalado, se admitirá hacerlo, con tal que se garantice una supervisión estricta en la ejecución de las uniones.

b) Los dispositivos mecánicos del Tipo 1 no se deberán usar en una distancia igual a dos veces el peralte del elemento medida desde el paño de la columna o de la viga, o a partir de las secciones donde es probable que el refuerzo longitudinal alcance su esfuerzo de fluencia como resultado de desplazamientos laterales en el intervalo inelástico de comportamiento del marco.

c) Se podrán usar los dispositivos mecánicos Tipo 2 en cualquier lugar.

A condición de que en toda sección de unión cuando mucho se unan barras alternadas y que las uniones de barras adyacentes no disten entre sí menos de 600 mm en la dirección longitudinal del miembro.

Refuerzo transversal para confinamiento.

a) Se suministrarán estribos cerrados de al menos 7.9 mm de diámetro (número 2.5) que cumplan con los requisitos de los incisos b) a d).

- 1) En cada extremo del miembro sobre una distancia de dos peraltes, medida a partir del paño del nudo; y
- 2) En la porción del elemento que se halle a una distancia igual a dos peraltes ($2h$) de toda sección donde se suponga, o el análisis indique, que se va a formar una articulación plástica ante desplazamientos laterales en el intervalo inelástico de comportamiento del marco. Si la articulación se forma en

una sección intermedia, los dos peraltes se tomarán a cada lado de la sección.

b) El primer estribo se colocará a no más de 50 mm (figuras IV.3.3 y IV.3.6) de la cara del miembro de apoyo. La separación de los estribos no excederá ninguno de los valores siguientes:

- 1) $0.25d$;
- 2) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal más delgada;
- 3) 24 veces el diámetro de la barra del estribo; o
- 4) 300 mm.

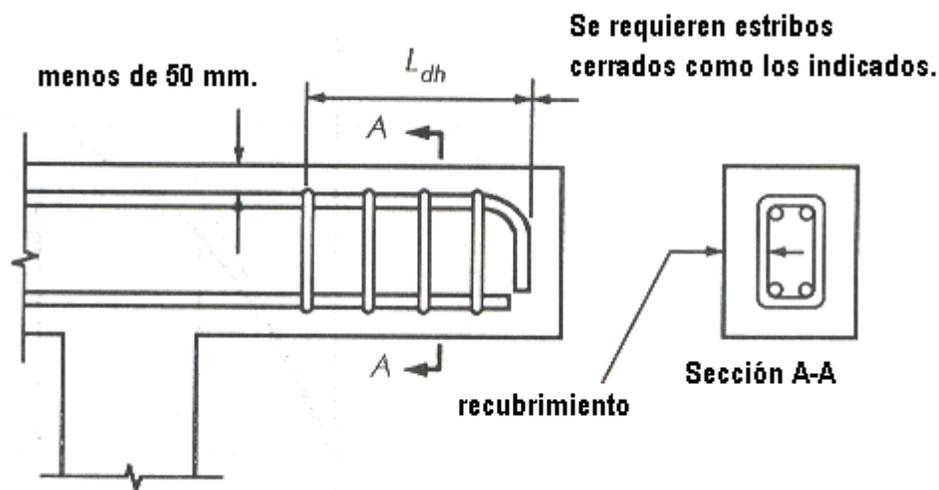


Figura IV.3.3 Requerimientos de los detalles de refuerzo

c) Los estribos deben ser cerrados, de una pieza, y deben rematar en una esquina con dobleces de 135 grados, seguidos de tramos rectos de no menos de seis diámetros de largo ni de 80 mm (figura IV.3.4). En cada esquina del estribo debe quedar por lo menos una barra longitudinal. La localización del remate del estribo debe alternarse de uno a otro.

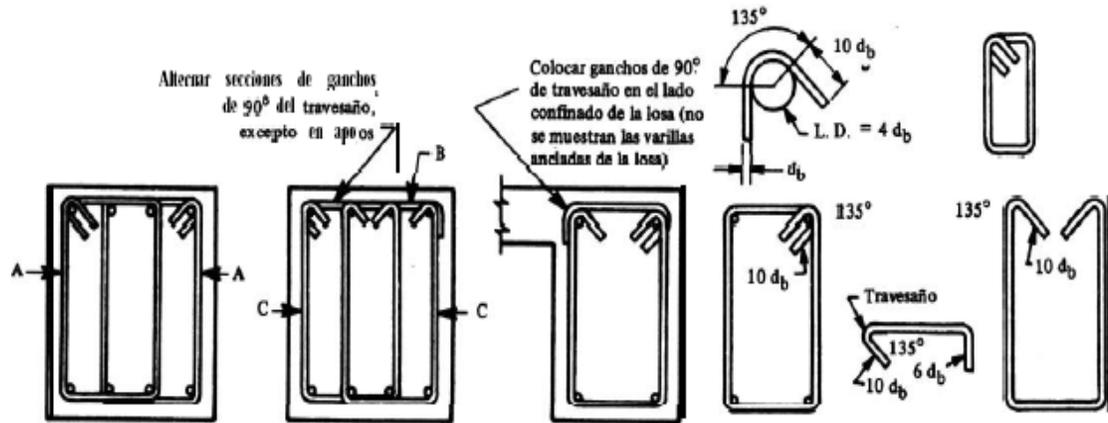


Figura IV.3.4 Detalles de estribos.

- d) Fuera de las zonas definidas en el inciso a), la separación de los estribos no será mayor que $0.5d$ a todo lo largo. En todo el elemento, la separación de estribos no será mayor que la requerida por fuerza cortante (figura IV.3.6).

Requisitos para fuerza cortante

Fuerza cortante de diseño

Los elementos que trabajan principalmente a flexión se dimensionarán de manera que no se presente falla por cortante antes que puedan formarse las articulaciones plásticas por flexión en sus extremos. Para ello, la fuerza cortante de diseño se obtendrá del equilibrio del miembro entre caras de apoyos; se supondrá que en los extremos actúan momentos del mismo sentido (figura IV.3.5). Estos momentos representan una aproximación de la resistencia a flexión y son valuados con las propiedades del elemento en esas secciones, con factor de resistencia unitario, y con el esfuerzo en el acero de tensión al menos igual a $1.25f_y$. A lo largo del miembro actuarán las cargas correspondientes multiplicadas por el factor de carga (FR , se le asigna un valor de 0.8).

Refuerzo transversal para fuerza cortante

Al calcular el refuerzo transversal por cortante, se despreciará la contribución del concreto a la resistencia si, en las zonas definidas en el inciso a) del refuerzo transversal para confinamiento, la fuerza cortante de diseño causada por el sismo es igual o mayor que la mitad de la fuerza cortante de diseño.

En el refuerzo para fuerza cortante puede incluirse el refuerzo transversal de confinamiento.

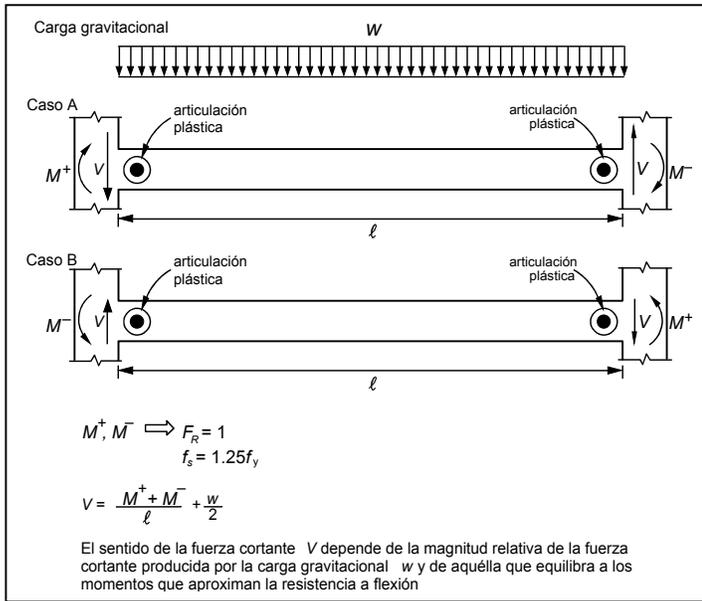


Figura IV.3.5 Determinación de la fuerza cortante de diseño en un elemento a flexión.

El refuerzo para fuerza cortante estará formado por estribos verticales cerrados de una pieza, de diámetro no menor que 7.9 mm (número 2.5), rematados como se indica en la figura IV.3.4. En la figura IV.3.6 se ve el modelo y detallado de acero de refuerzo de una

viga que se pretende, trabajé con una gran ductilidad, ya que ese es el objetivo.

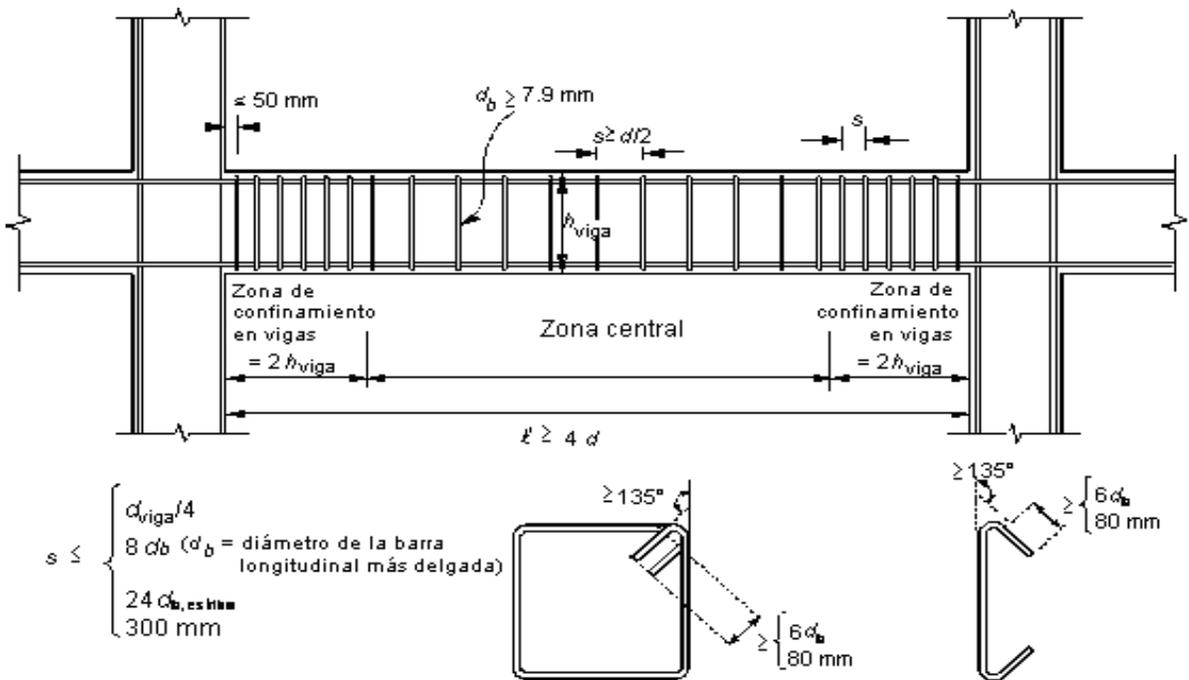


Figura IV.3.6 Detallado a grandes rasgos de una viga sujeta a flexión con gran ductilidad

IV.4 Refuerzo en Columnas.

Detalles en columnas.

Refuerzo lateral, Espirales o Zunchos (figura IV.4.1).

El porcentaje del esfuerzo espiral P_s no debe ser menor que:

$$P_s \geq 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \quad \text{ni que} \quad 0.12 \frac{f'_c}{f_y}$$

Donde:

A_c = área del núcleo de concreto comprendido dentro de la espiral, medida hasta el diámetro exterior de la misma, en cm^2 .

A_g = área total de la sección de la columna, en cm^2 .

f'_c = resistencia especificada del concreto a compresión, en Kg/cm^2 .

f_y = resistencia a la fluencia del acero de la hélice en Kg/cm^2 . No debe ser mayor de 4200 Kg/cm^2 .

Las espirales deben consistir en barras o alambres continuos, espaciadas uniformemente mediante separadores. El espaciamiento libre entre dos vueltas consecutivas de la espiral no debe ser mayor de 7.0 cm , ni menor de dos y media veces el tamaño máximo del agregado grueso.

El traslape de la hélice se dá en vuelta y media. El anclaje en la unión con la columna se dá mediante dos vueltas y media.

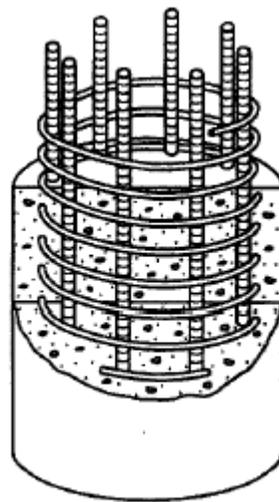
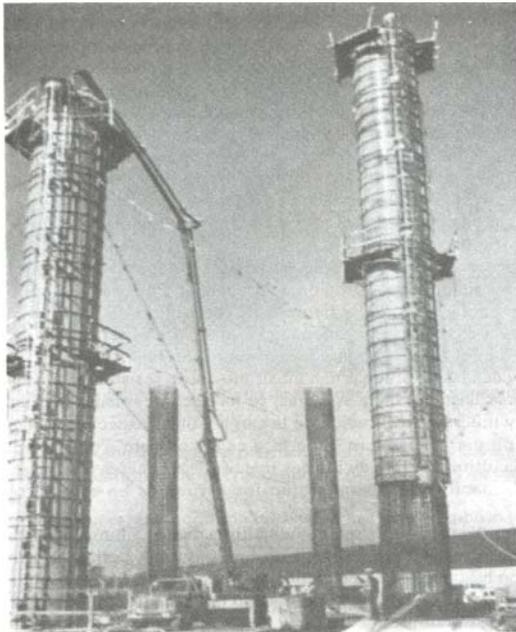


Figura IV.4.1 Columnas redondas zunchadas.

El refuerzo debe extenderse el espiral desde el nivel superior de la zapata o losa hasta la altura del refuerzo horizontal más bajo del elemento soportado. En columnas con capitel, la espiral se debe extender hasta el nivel en el cual el diámetro o ancho del capitel, sea dos veces el diámetro de la columna. Ver figura IV.4.2.

El doblado de las varillas longitudinales por cambio de sección debe cumplir con los siguientes requisitos, ver figura IV.4.3

La pendiente de la parte inclinada no debe exceder de 1:6.

Las partes de la varilla arriba y abajo de la parte inclinada deben ser paralelas al eje de la columna. Debe proporcionarse un soporte horizontal a la varilla doblada, por medio de anillos o espiral, colocados a no más de 15 cm de los puntos de doblado. El doblado de las varillas debe hacerse en frío y antes de colocarlas dentro de la cimbra.

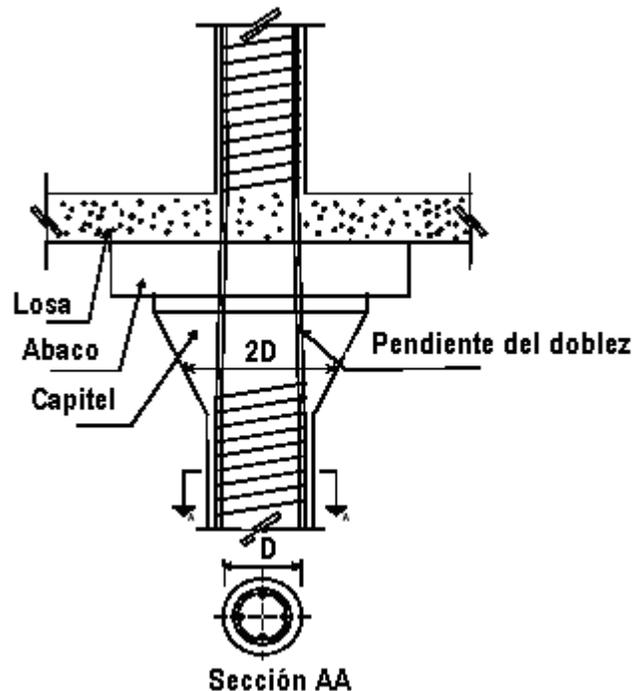


Figura IV.4.2 Columnas circulares con refuerzo en espiral

Refuerzo lateral, Anillos.

El diámetro mínimo de los anillos debe ser:

Del No. 3 para barras longitudinales del No. 5 al No. 10.

Del No. 4 para barras longitudinales mayores del No. 10.

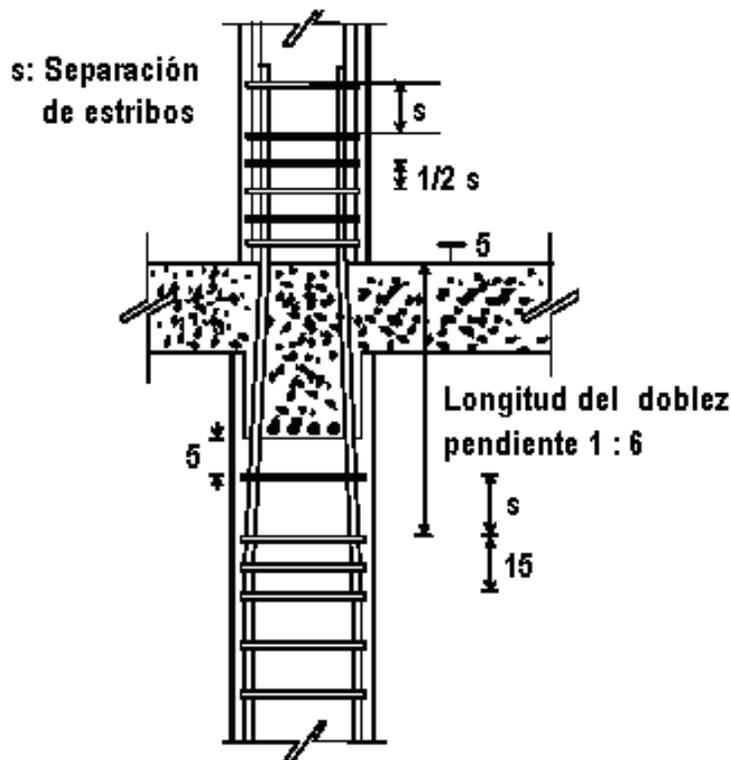
El espaciamiento vertical entre anillos no debe exceder alguno de los siguientes valores:

- $\frac{850}{\sqrt{f_y}}$
- 13 diámetros de la barra longitudinal.
- La mitad de la menor dimensión de la columna.

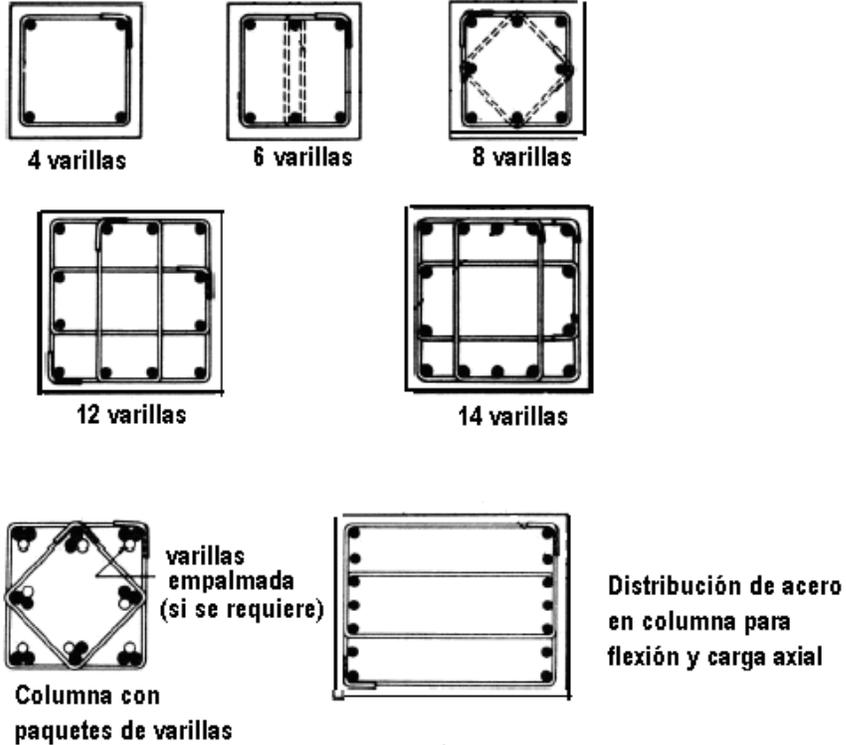
Los anillos se deben disponer en tal forma que cada barra longitudinal de esquina y una de cada dos consecutivos de la periferia, tenga apoyo lateral por el doblé de un anillo con ángulo interno no mayor de 135° , y ninguna barra que no tenga soporte lateral debe estar separada más de 15 cm de una barra soportada lateralmente. Ver figura IV.4.5.

Los estribos o anillos se deben cerrar a la mitad del espaciamiento especificado a partir del plano de intersección de la columna con la trabe o la losa, arriba y abajo, en una longitud no menor de los valores siguientes:

- La dimensión transversal máxima de la columna.
- Un sexto de su altura libre.
- No menos de 60 centímetros. Ver figura IV.4.3



a) Columnas rectangulares, a disposición de estribos.



b) Posibles arreglos en los estribos y distribución de las varillas en las columnas

Figura IV.4.3 Detalles de una columna de sección rectangular.

Grapas.

Para dar restricción lateral a barras que no sean de esquina se usan grapas formadas por barras rectas con doblez alrededor de las barras verticales que se deseen restringir, ver figura IV.4.4. La separación vertical entre las grapas debe ser la misma que la de los estribos.

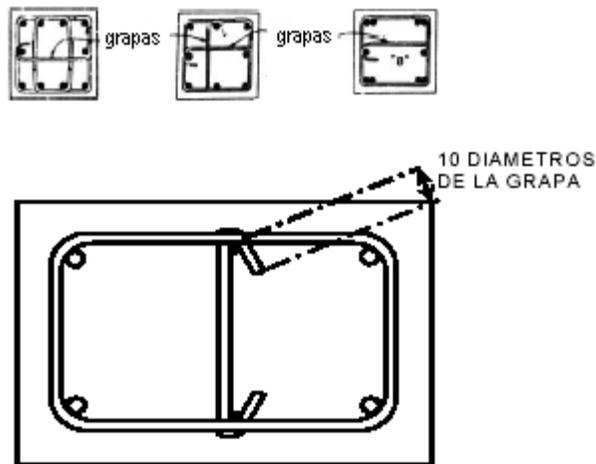


Figura IV.4.4 Detalles de refuerzo de las grapas.

El espaciamiento entre las barras, en los arreglos de los estribos en las columnas, no será menor que (figura IV.4.5):

- 1.5 veces el diámetro de las barra.
- 1.5 veces el tamaño máximo del agregado.
- 4.0 cm.

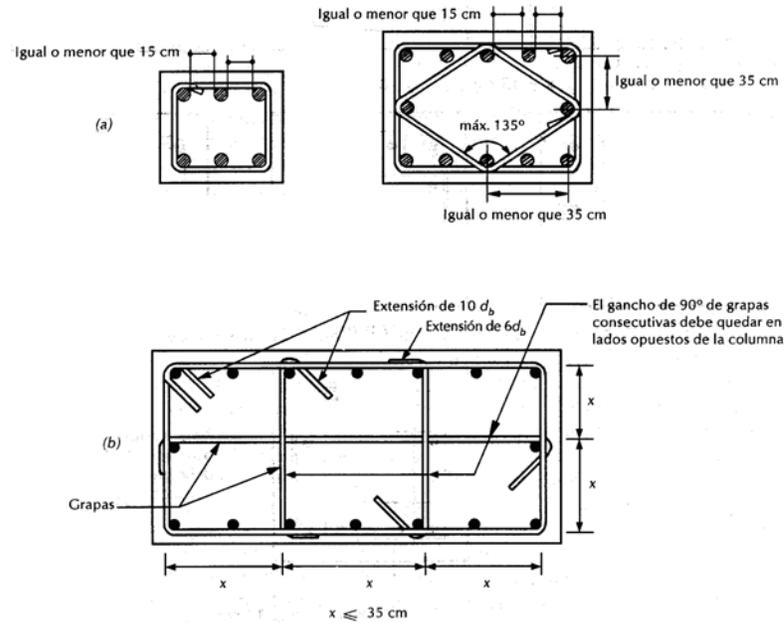


Figura IV.4.5 Recomendación estándar para el espaciamiento entre barras longitudinales de una columna.

Marcos dúctiles

Los marcos dúctiles son:

- Estructuras a base de marcos colados en el lugar diseñados por sismo.
- Estructuras coladas en el lugar, formadas por marcos y muros de concreto reforzado, que tiene como objetivo disipar la fuerza cortante inducida por el sismo.

Ver la figura IV.4.6

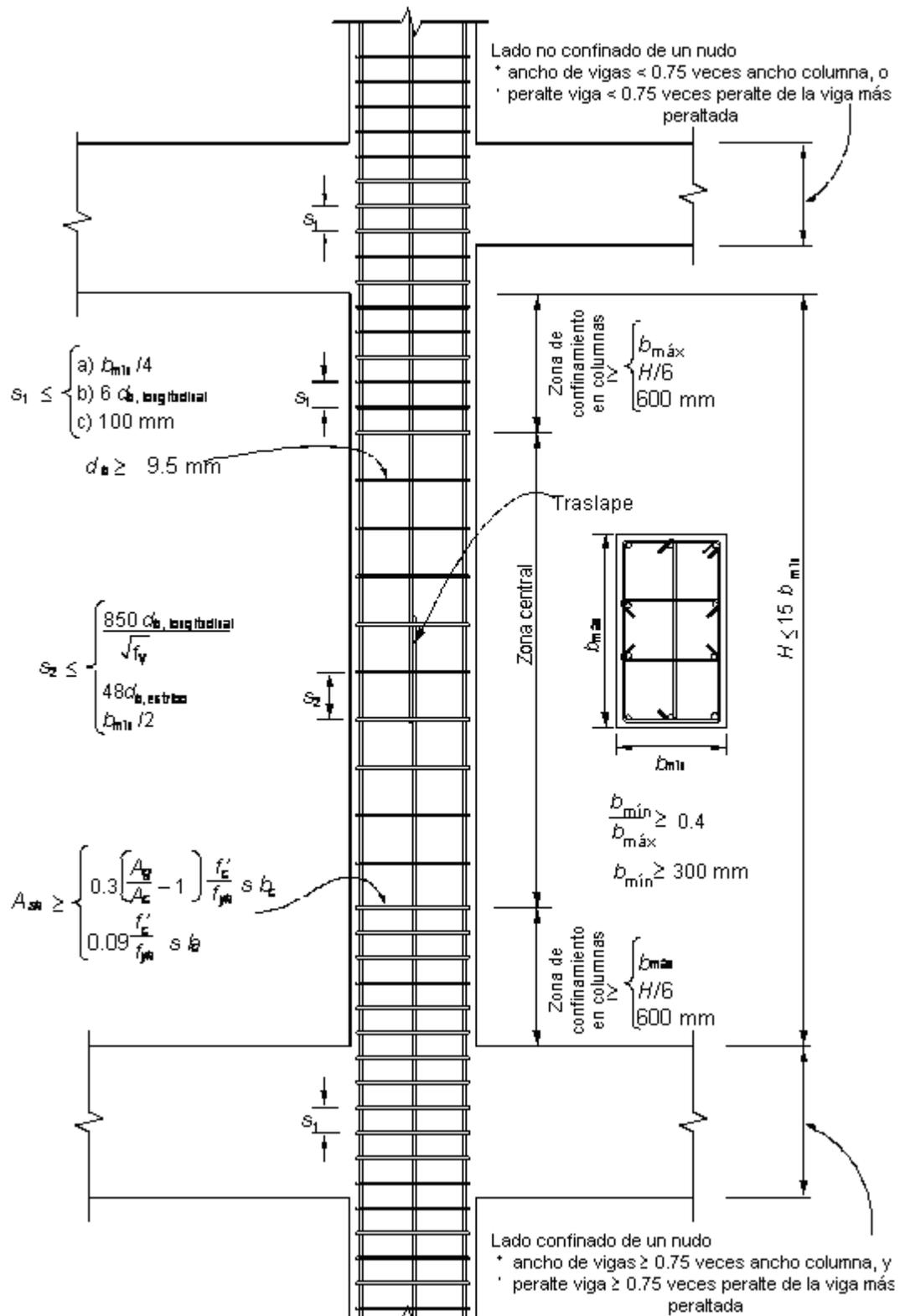


Figura IV.4.6 Detalle recomendado en columnas que son parte de los marcos dúctiles.

IV.5 Refuerzo en zapatas.

Las zapatas son miembros estructurales que se usan para soportar columnas y muros, para transmitir sus cargas al suelo subyacente. El concreto reforzado es un material muy adecuado para las zapatas y se usa así en edificios de concreto reforzado, de acero estructural, en puentes, en torres y en otras estructuras.

La presión permisible en un suelo debajo de la zapata es normalmente de unas cuantas toneladas por metro cuadrado. Los esfuerzos de compresión en los muros y las columnas de una estructura ordinaria pueden llegar a ser de varios cientos de toneladas por metro cuadrado. Por lo tanto es necesario repartir esas cargas sobre las suficientes áreas de suelo como para que éste soporte las cargas con seguridad.

No sólo es deseable transferir las cargas de la superestructura al suelo subyacente en forma tal que no se generen asentamientos excesivos o diferenciales y rotacionales, sino que también es necesario repartir proporcionar la suficiente resistencia al deslizamiento y al volteo.

Para lograr estos objetivos, es necesario transmitir las cargas soportadas a un suelo de suficiente resistencia y luego repartirlas sobre un área tal que la presión unitaria quede dentro de un rango razonable de esfuerzos permisibles. Si no es posible excavar a una pequeña profundidad y encontrar un suelo satisfactorio, será necesario usar pilotes o cajones de cimentación.

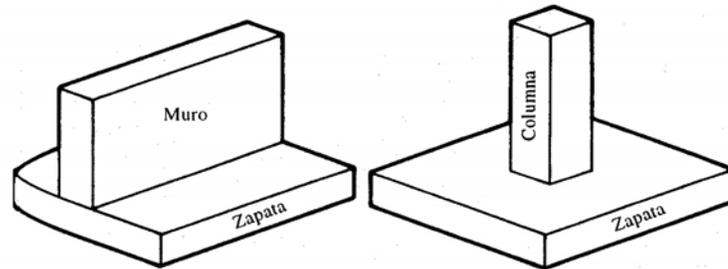


Refuerzo de acero en zapatas

Tipos de Zapatas.

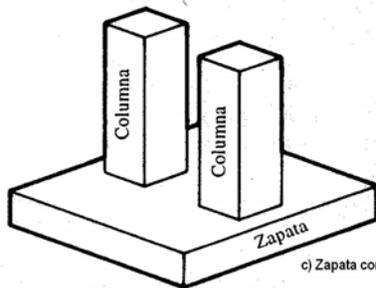
Entre las diversas zapatas de concreto reforzado de uso común se encuentran (figura IV.4.5.1):

- Las zapatas corridas para muros.
- Las zapatas aisladas.
- Las zapatas combinadas.
- Las losas de cimentación.
- Las losas cabezas de pilotes.

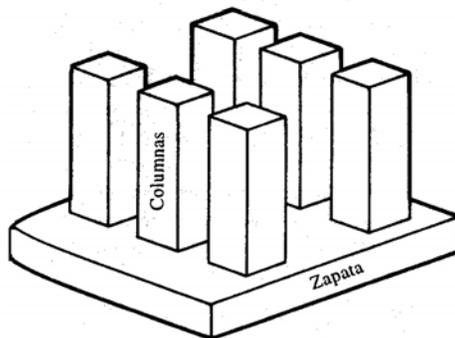


a) Zapata corrida.

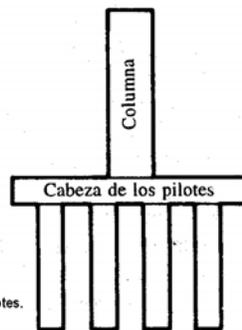
b) Zapata aislada.



c) Zapata combinada.



d) Losa de cimentación.



e) Cabeza de los pilotes.

Figura IV.4.5.1 Tipos de Zapatas.

Disposición por flexión

Para dimensionar por flexión se tomarán las siguientes secciones críticas:

- a) En zapatas que soporten elementos de concreto, el plano vertical tangente a la cara del elemento (figura IV.5.2).



IV.5.2 Detalle de acero de refuerzo en una zapata corrida.

- b) En zapatas que soportan muros de piedra o tabique, la sección media entre el paño y el eje del muro.
- c) En zapatas que soportan columnas de acero a través de placas de base, la sección crítica será en el perímetro de la columna, a menos que la rigidez y resistencia de la placa permitan considerar una sección más alejada.

Las zapatas con refuerzo en una dirección y las zapatas cuadradas reforzadas en dos direcciones llevarán su refuerzo espaciado uniformemente.

En zapatas aisladas rectangulares con flexión en dos direcciones, el refuerzo paralelo al lado mayor se distribuirá uniformemente; el paralelo al lado menor se distribuirá en tres franjas en la forma siguiente: en la franja central, de ancho a_1 , una cantidad de refuerzo igual a la totalidad que debe colocarse en esa dirección, multiplicada por $2a_1/(a_1+a_2)$, donde a_1 y a_2 , son, respectivamente, los lados corto y largo de la zapata. El resto del refuerzo se distribuirá uniformemente en las dos franjas extremas.

Disposición por cortante.

Si la zapata se apoya sobre pilotes, al calcular la fuerza cortante en una sección se supondrá que en ella produce cortante la reacción de los pilotes cuyos centros queden a $0.5D_p$ o más hacia fuera de dicha sección (D_p es el diámetro de un pilote en la base de la zapata). Se supondrá que no producen cortante las reacciones de los pilotes cuyos centros queden a $0.5D_p$ o más

hacia dentro de la sección considerada. Para posiciones intermedias del centro de un pilote se interpolará linealmente.

Cuando la carga que la columna transmite a la zapata es excéntrica, debe seguirse el criterio de dimensionamiento para losas planas que se presenta en la siguiente explicación:

Fuerza cortante en losas y zapatas

La resistencia de losas y zapatas a fuerza cortante en la vecindad de cargas o reacciones concentradas será la menor de las correspondientes a las dos condiciones que siguen:

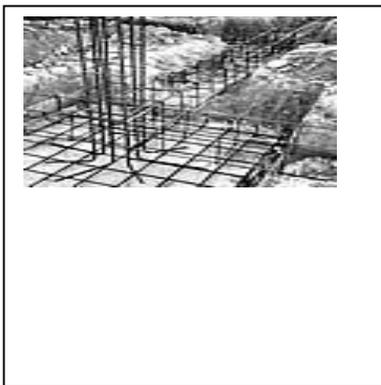
- a) La losa o zapata actúa como una viga ancha en tal forma que las grietas diagonales potenciales se extenderían en un plano que abarca todo el ancho. En losas planas, para esta revisión se supondrá que el 75 por ciento de la fuerza cortante actúa en la franja de columna y el 25 por ciento en las centrales.
- b) Existe una acción en dos direcciones de manera que el agrietamiento diagonal potencial se presentaría sobre la superficie de un cono o pirámide truncados en torno a la carga o reacción concentrada.

Anclaje

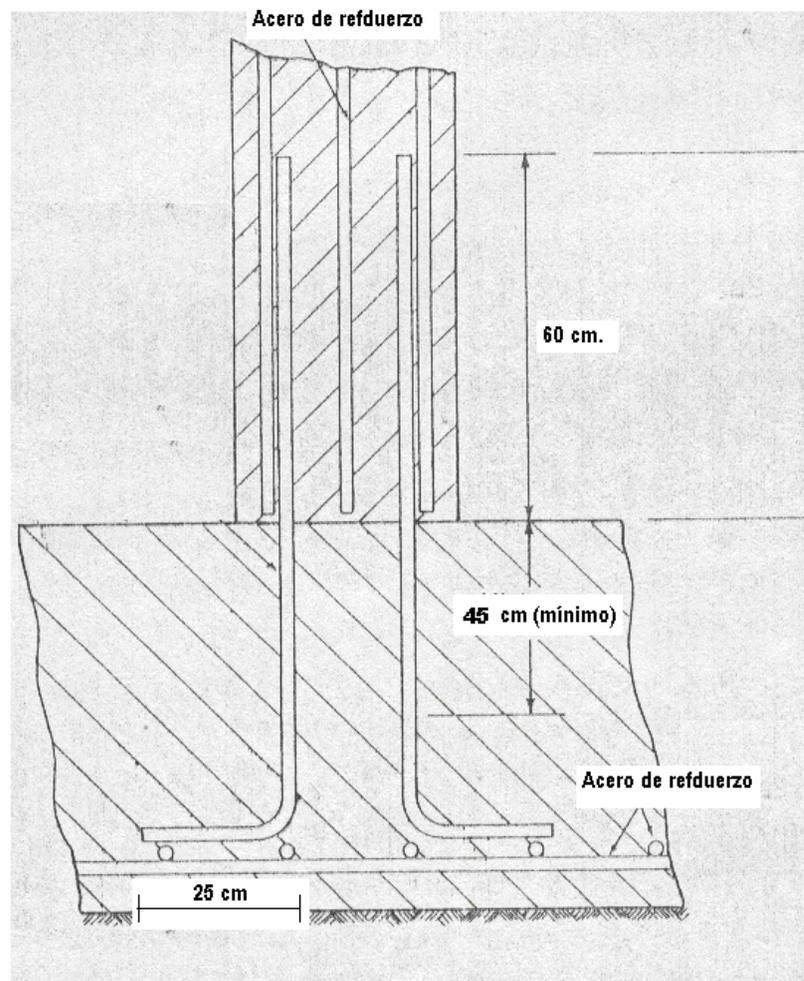
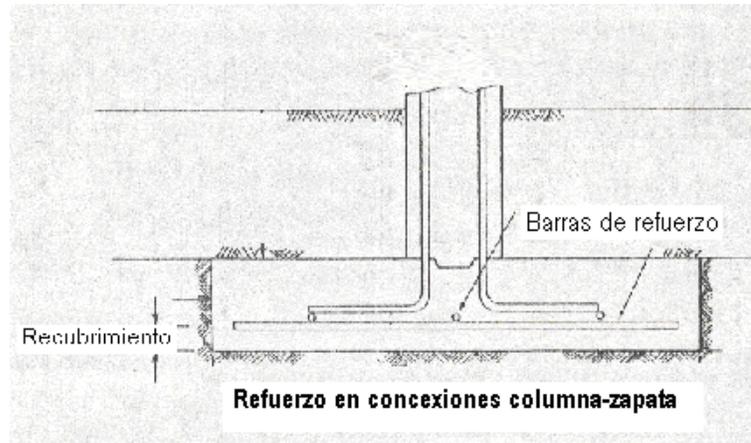
Se supondrá que las secciones críticas por anclaje son las mismas que por flexión. También deben revisarse todas las secciones donde ocurran cambios de sección o donde se interrumpa parte del refuerzo.

Espesor mínimo de zapatas de concreto reforzado

El espesor mínimo del borde de una zapata reforzada será de 150 mm. Si la zapata apoya sobre pilotes, dicho espesor mínimo será de 300 mm.



Recubrimientos típicos de las conexiones columnas-zapatas.



Detalles típicos de las zapatas

IV.6 Muros

En edificios con muros de concreto perimetrales en la cimentación de mucha mayor rigidez que los superiores, y con losas de sótano que se comportan como diafragmas rígidos en su plano, la altura total del muro, H_m , y la altura crítica, H_{cr} . Figura IV.6.1.

Muros sujetos solamente a cargas verticales axiales o excéntricas.

Estos muros deben dimensionarse por flexocompresión como si fueran columnas, teniendo en cuenta las disposiciones complementarias de las secciones siguientes:

- *Ancho efectivo ante cargas concentradas*

Si las cargas son concentradas, se tomará como ancho efectivo una longitud igual a la de contacto más cuatro veces el espesor del muro, pero no mayor que la distancia centro a centro entre cargas.



Muro perimetral

- *Refuerzo mínimo*

Si la resultante de la carga vertical de diseño queda dentro del tercio medio del espesor del muro y, además, su magnitud no excede de $0.3f_c'A_g$, (A_g : área bruta de la sección transversal) el refuerzo mínimo vertical del muro será el siguiente indicado, junto con el refuerzo mínimo horizontal:

Refuerzo por cambios volumétricos

En toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural sea mayor que 1.5 m, el área de refuerzo que se suministre no será menor que

$$a_{s1} = \frac{660 x_1}{f_y (x_1 + 100)}$$

Donde:

a_{s1} área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera, por unidad de ancho de la pieza, cm^2/cm . El ancho mencionado se mide perpendicularmente a dicha dirección y a x_1 ; y

x_1 dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo, cm (mm).

Si x_1 no excede de 150 mm, el refuerzo puede colocarse en una sola capa. Si x_1 es mayor que 150 mm, el refuerzo se colocará en dos capas próximas a las caras del elemento. En elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie o en contacto con el terreno, el refuerzo no será menor de $1.5a_{s1}$.

Por sencillez, en vez de emplear la fórmula anterior puede suministrarse un refuerzo mínimo con cuantía igual a 0.002 en elementos estructurales protegidos de la intemperie, y 0.003 en los expuestos a ella, o que estén en contacto con el terreno.

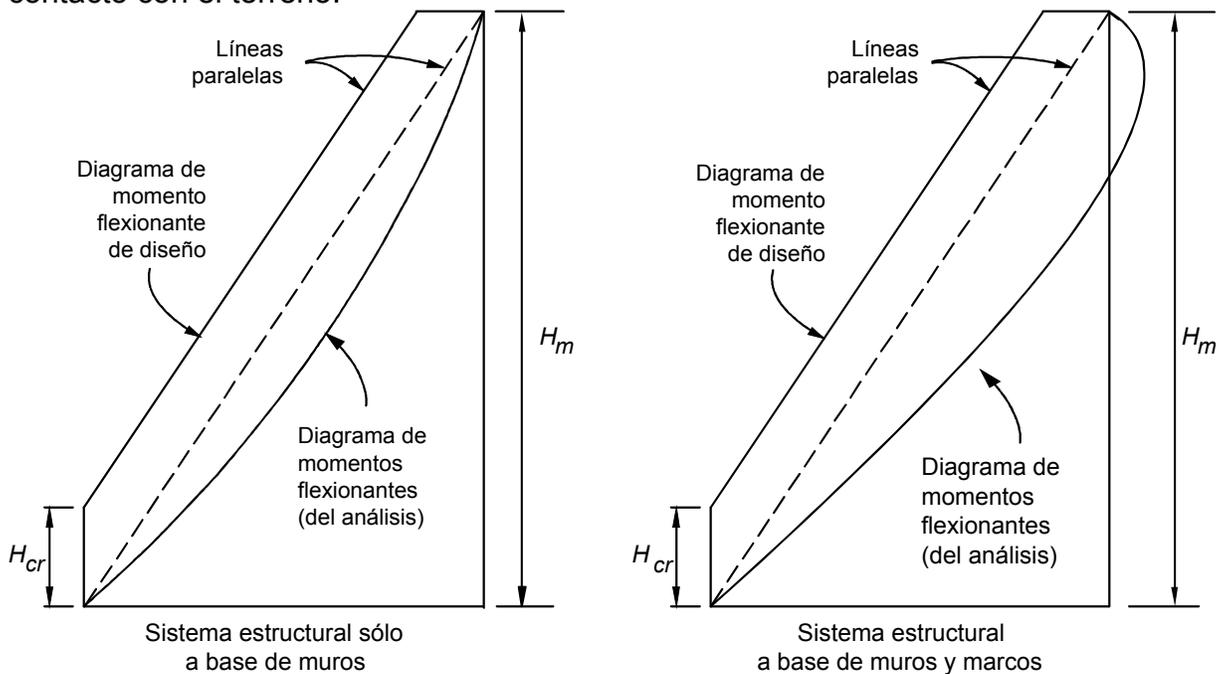


Figura IV.4.6.1 Diagrama de momento flexionante de diseño para muro.

La separación del refuerzo por cambios volumétricos no excederá de 500 mm ni de $3.5x_1$.

Debe aumentarse la cantidad de acero a no menos de 1.5 veces la antes prescrita, o tomarse otras precauciones en casos de contracción pronunciada de manera que se evite agrietamiento excesivo. También, cuando sea particularmente importante el buen aspecto de la superficie del concreto.

Muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano.

Alcances y requisitos generales.

Las disposiciones de esta sección se aplican a muros cuya principal función sea resistir fuerzas horizontales en su plano, con cargas verticales menores que $0.3f_c'A_g$, con relación L/t no mayor de 70 (donde L es la longitud horizontal del muro y t es el espesor del muro). Si actúan cargas verticales mayores, la relación L/t debe limitarse a 40. El espesor de estos muros no será menor de 130 mm; tampoco será menor que 0.06 veces la altura no restringida lateralmente, a menos que se realice un análisis de pandeo lateral de los bordes del muro, o se les suministre restricción lateral. En construcciones de no más de dos niveles, con altura de entrepiso no mayor que 3.0 m, el espesor de los muros puede ser de 100 mm.

Momentos flexionantes de diseño

En muros en que $H_m/L \geq 2$, se considerará al momento flexionante de diseño a lo largo de H_{cr} con un valor constante e igual al momento M_u obtenido del análisis en la base del muro. La altura crítica H_{cr} será igual al menor de L o $M_u/4V_u$. A partir de la altura del muro, H_{cr} , se usará un diagrama de momentos flexionantes lineal tal que sea paralelo a la línea que une los momentos calculados en la base y en la punta del muro (fig IV.4.6.1). En edificios con muros perimetrales de cimentación, se considerará el momento flexionante de magnitud constante a lo largo del primer nivel del sótano y de la altura crítica, H_{cr} , medida desde la planta baja hacia arriba.

Flexión y flexocompresión.

a) Resistencia de muros a flexión y flexocompresión

La resistencia a flexión o flexocompresión de muros se puede calcular como si fueran columnas cumpliendo con las especificaciones de las hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexión, carga axial y flexocompresión. Con base en un análisis de compatibilidad de deformaciones, se deberá incluir todo el refuerzo vertical colocado dentro de un ancho efectivo de los patines (si existen), en los elementos extremos y el alma del muro. Toda barra de refuerzo tomada en cuenta en

el cálculo de la resistencia deberá estar anclada, con base en lo descrito anteriormente en las parte de anclaje.

La cimentación debe diseñarse para resistir las fuerzas demandadas por los elementos extremos y el alma.

Si el muro posee aberturas, se deberá considerar su influencia en la resistencia a flexión y cortante. Se deberá verificar que alrededor de las aberturas se pueda desarrollar un flujo de fuerzas tal que no exceda la resistencia de los materiales y que esté en equilibrio con el sistema de acciones o fuerzas internas de diseño (momentos flexionantes, cargas axiales, fuerzas cortantes).

En muros con patines se acepta considerar un ancho efectivo adyacente al alma del muro, tanto en el patín a compresión como a tensión, igual al menor de:

- 1) La mitad de la distancia al paño del alma del muro más cercano; o
- 2) $0.25H_m$.

Opcionalmente, la resistencia de muros a flexión en su plano puede calcularse con la ecuación:

$$M_R = F_R A_s f_y z$$

si la carga vertical de diseño, P_u no es mayor que $0.3F_R t L f_c'$ y la cuantía del acero a tensión $A_s/t d$, no excede de 0.008. En esta expresión, A_s es el acero longitudinal del muro colocado tal que el brazo z sea el obtenido con el criterio de las siguientes ecuaciones ; y d es el peralte efectivo del muro en dirección de la flexión.

$$z = 1.2 H_m \quad \text{si } \frac{H_m}{L} \leq 0.5$$

$$z = 0.4 \left(1 + \frac{H_m}{L} \right) L \quad \text{si } 0.5 < \frac{H_m}{L} < 1.0$$

$$z = 0.8 L \quad \text{si } 1.0 \leq \frac{H_m}{L}$$

Donde:

H_m es la altura total del muro, medida desde el empotramiento o desplante hasta su punta.

b) Colocación de refuerzo vertical

En muros con relación H_m/L no mayor que 1.2, el refuerzo vertical para flexión o flexocompresión que se calcule en la sección de momento

máximo se prolongará recto y sin reducción en toda la altura del muro, distribuido en los extremos de éste en anchos iguales a $(0.25-0.1H_m/L)L$, medido desde el correspondiente borde, pero no mayor cada uno que $0.4H_m$.

Si la relación H_m/L es mayor que 1.2, el refuerzo para flexión o flexocompresión se colocará en los extremos del muro en anchos iguales a $0.15L$ medidos desde el correspondiente borde. Arriba del nivel H_{cr} este refuerzo se puede hacer variar de acuerdo con los diagramas de momentos y carga axial.

c) Restricción contra pandeo del refuerzo vertical

El refuerzo cuyo trabajo a compresión sea necesario para lograr la resistencia requerida debe restringirse contra el pandeo con estribos o grapas.

Elementos de refuerzo en los extremos de muros.

Se evaluará la necesidad de suministrar elementos de refuerzo en las orillas de muros de conformidad con lo dispuesto en los incisos 1) ó 2) (fig. IV.4.6.2). Los elementos de borde deberán satisfacer el inciso 3). En muros con patines se usará un ancho efectivo del patín igual a la definida en el inciso a) Resistencia de muros a flexión y flexocompresión.

- 1) Los requisitos de este inciso son aplicables a muros o segmentos de muro continuos, desde la base de la estructura hasta la punta del muro y que estén diseñados para formar una articulación plástica bajo flexión y carga axial. Se entiende por segmento de un muro a la porción de éste entre aberturas o entre una abertura y un borde vertical.

Se deberá suministrar elementos extremos en las zonas a compresión del muro si:

$$c \geq \frac{L}{600(Q\Delta/H)} \quad (*)$$

donde

$Q\Delta/H$ no deberá ser menor que 0.007;

- c profundidad del eje neutro calculada a partir de las hipótesis para la obtención de resistencia de diseño a flexión, flexocompresión y carga axial, que corresponde al momento resistente (momento resistente de diseño con factor de resistencia unitario) cuando el muro se desplace una cantidad $Q\Delta$. La carga axial es la carga axial de diseño

consistente con la combinación de cargas y fuerzas que produzca el desplazamiento lateral $Q\Delta$; y

$Q\Delta$ corresponde al desplazamiento inelástico producido por el sismo de diseño.

Cuando se necesiten elementos extremos según la ecuación (*), el refuerzo de ellos se extenderá verticalmente en la altura crítica, H_{cr} , medida a partir de la sección crítica (figura IV.6.2).

En edificios con muros perimetrales de cimentación mucho más rígidos que los superiores, los elementos de refuerzo en los extremos se extenderán en la altura del primer entrepiso del sótano.

- 2) En muros o segmentos de muro no diseñados de acuerdo con el inciso (1), se deberán suministrar elementos de refuerzo en las orillas del muro y en bordes de aberturas donde el esfuerzo de compresión en la fibra más esforzada exceda de $0.2f_c'$ bajo las cargas del diseño incluyendo el sismo. Los elementos de refuerzo pueden interrumpirse en las zonas donde el máximo esfuerzo de compresión calculado sea menor que $0.15f_c'$. Los esfuerzos se calcularán con las cargas de diseño, usando un modelo elástico lineal y las propiedades de secciones brutas.

El elemento extremo se dimensionará como columna corta para que resista, como carga axial, la fuerza de compresión que le corresponda, calculada en la base del muro cuando sobre éste actúe el máximo momento de volteo causado por las fuerzas laterales y las cargas debidas a la gravedad, incluyendo el peso propio y las que le transmita el resto de la estructura. Se incluirán los factores de carga y de resistencia que corresponda.

- 3) Cuando se requieran elementos de refuerzo en los extremos de muros y bordes de aberturas, según los incisos (1) ó (2), se deberá cumplir simultáneamente que (figura IV.6.2):
 - El elemento de refuerzo se extienda en una distancia a partir de la fibra extrema en compresión al menos igual al mayor de $(c-0.1L)$ y $c/2$;
 - En muros con patines, el elemento de refuerzo abarque el ancho efectivo del patín a compresión (resistencia de los muros a flexión y flexocompresión) y se extienda al menos 300 mm dentro del alma;
 - La separación del refuerzo transversal no exceda la menor de:
 - La mitad del espesor del muro;
 - Seis veces el diámetro de la barra longitudinal más gruesa; o
 - 150 mm.

- El refuerzo transversal del elemento se continúe dentro de la cimentación cuando menos en una distancia igual a la longitud de desarrollo de la barra longitudinal más gruesa o del paquete de barras longitudinales más gruesas del elemento extremo, con excepción de que el elemento extremo termine en una zapata o losa de cimentación, caso en que el refuerzo transversal se extenderá 300 mm dentro de la cimentación;
- El refuerzo horizontal de muros se ancle en los núcleos confinados de los elementos extremos de manera que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia;
- Las uniones soldadas o con dispositivos mecánicos cumplan con lo especificado en las siguientes 2 secciones.

1. Uniones soldadas de barras

- a) Las uniones soldadas de barras deberán cumplir (+). No se deberán usar en una distancia igual a dos veces el peralte del elemento medida desde el paño de la columna o de la viga, o a partir de las secciones donde es probable que el refuerzo longitudinal alcance su esfuerzo de fluencia como resultado de desplazamientos laterales en el intervalo inelástico de comportamiento del marco.
- b) No se permite soldar estribos, grapas, accesorios u otros elementos similares al refuerzo longitudinal requerido por diseño.

2. Dispositivos mecánicos para unir barras

- a) Se aceptarán dos tipos
 - 1) El Tipo 1 deberá cumplir los requisitos (+); y
 - 2) El Tipo 2, además de cumplir con la sección (+), deberá ser capaz de alcanzar la resistencia especificada a tensión de la barra por unir.
 - b) Los dispositivos mecánicos del Tipo 1 no se deberán usar en una distancia igual a dos veces el peralte del elemento medida desde el paño de la columna o de la viga, o a partir de las secciones donde es probable que el refuerzo longitudinal alcance su esfuerzo de fluencia como resultado de desplazamientos laterales en el intervalo inelástico de comportamiento del marco.
 - c) Se podrán usar los dispositivos mecánicos Tipo 2 en cualquier lugar.
- (+) Uniones soldadas o mecánicas.

Si se usan uniones soldadas o mecánicas deberá comprobarse experimentalmente su eficacia.

En una misma sección transversal no deben unirse con soldadura o dispositivos mecánicos más del 33 por ciento del refuerzo. Las secciones de unión distarán entre sí no menos de 20 diámetros. Sin embargo, cuando por motivos del procedimiento de construcción sea necesario unir más refuerzo del señalado, se admitirá hacerlo, con tal que se garantice una supervisión estricta en la ejecución de las uniones.

Opcionalmente, el refuerzo longitudinal extremo del muro se podrá confinar con estribos en forma de letra U, que tengan el mismo diámetro y separación que el refuerzo horizontal. Estos estribos se extenderán hacia el alma del muro cuando menos en una distancia igual a la longitud de traslape medida desde la cara interna de las barras longitudinales extremas reforzadas transversalmente.

Fuerza cortante

a) Fuerza cortante que toma el concreto

La fuerza cortante, V_{cR} , que toma el concreto en muros se determinará con el criterio siguiente:

- 1) Si la relación de altura total a longitud, H_m/L del muro o del tablero no excede de 1.5, se aplicará la siguiente ecuación.

$$V_{cR} = 0.85 F_R \sqrt{f_c}^* t L$$

t : Es el espesor del muro, y el peralte efectivo del muro se tomará igual a $0.8L$. Cuando H_m/L esté comprendido entre 1.5 y 2.0 puede interpolarse linealmente.

- 2) En muros con aberturas, para valuar la fuerza cortante que toma el concreto en los segmentos verticales entre aberturas o entre una abertura y un borde, se tomará la mayor relación altura a longitud entre la del muro completo y la del segmento considerado.

b) Fuerza cortante que toma el acero del alma

La cuantía de refuerzo paralelo a la dirección de la fuerza cortante de diseño, p_m , se calculará con la expresión

$$p_m = \frac{V_u - V_{cR}}{F_R f_y A_{cm}}$$

y la del refuerzo perpendicular a la fuerza cortante de diseño, p_n , con

$$p_n = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H_m}{L} \right) (p_m - 0.0025)$$

donde

$$p_m = \frac{A_{vm}}{s_m t}; \quad p_n = \frac{A_{vn}}{s_n t};$$

s_m, s_n separación de los refuerzos paralelo y perpendicular a la fuerza cortante de diseño, respectivamente;

A_{vm} área de refuerzo paralelo a la fuerza cortante de diseño comprendida en una distancia s_m ;

A_{vn} área de refuerzo perpendicular a la fuerza cortante de diseño comprendida en una distancia s_n .

No es necesario que la cuantía de refuerzo p_n por fuerza cortante sea mayor que p_m . Si la relación H_m/L no excede de 2.0, la cuantía p_n no debe ser menor que p_m .

Las barras verticales deben estar ancladas de modo que en la sección de la base del muro sean capaces de alcanzar su esfuerzo de fluencia.

c) Aberturas

Se proporcionará refuerzo en la periferia de toda abertura para resistir las tensiones que puedan presentarse. Como mínimo deben colocarse dos barras número 4 (12.5 mm de diámetro), o su equivalente, a lo largo de cada lado de la abertura. El refuerzo se prolongará una distancia no menor que su longitud de desarrollo, L_d , desde las esquinas de la abertura.



Refuerzo en muros.

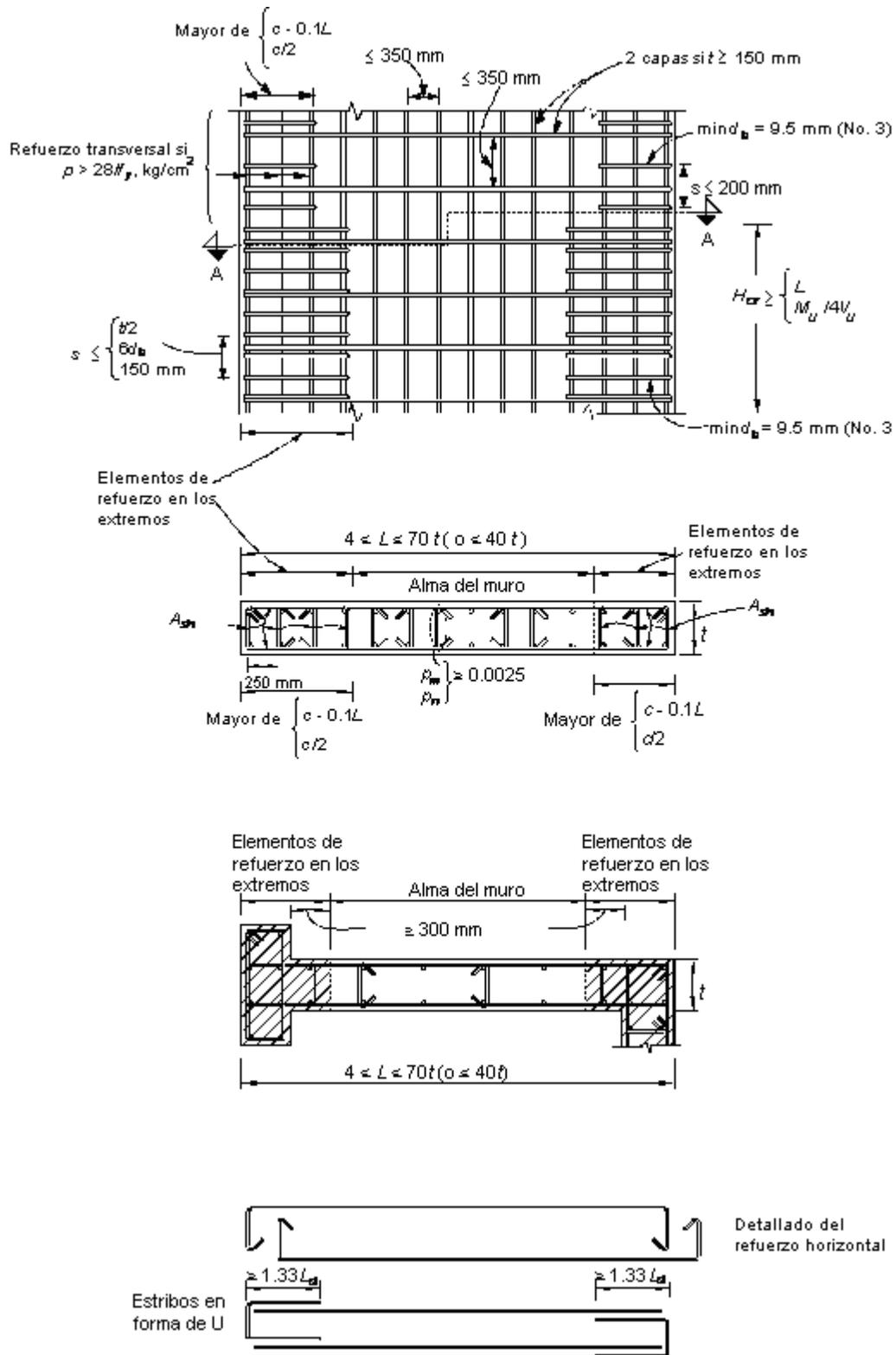
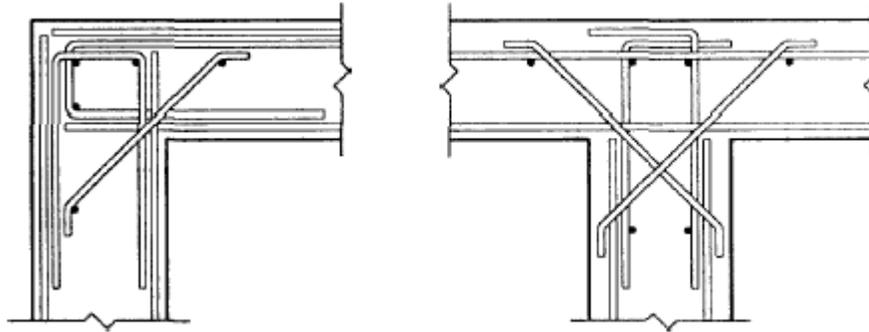


Figura IV.6.2 Detallado de muro.



Detalles de muros que favorecen la estanquidad.



Refuerzo de acero en muro de tabique.

IV.7 Refuerzo en uniones.

Uniones viga–columna

Una unión viga–columna o nudo se define como aquella parte de la columna comprendida en la altura de la viga más peraltada que llega a ella (figura IV.7.1).

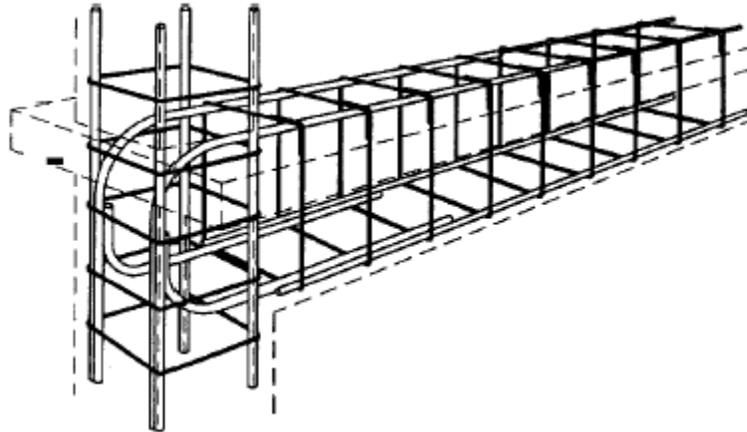


Figura IV.1 Uniones viga-columna

Requisitos generales

Se supondrá que la demanda de fuerza cortante en el nudo se debe a las barras longitudinales de las vigas que llegan a la unión. Si la losa está colada monolíticamente con las vigas, se considerará que el refuerzo de la losa trabajando a tensión alojado en un ancho efectivo, contribuye a aumentar la demanda de fuerza cortante. En secciones T, este ancho del patín de tensión a cada lado del alma será al menos ocho veces el espesor del patín; en secciones L, el ancho del patín será de seis veces el espesor del patín. Las fuerzas que intervienen en el dimensionamiento por fuerza cortante de la unión se determinarán suponiendo que el esfuerzo de tensión en las barras es $1.25f_y$ (figura IV.7.2).

El refuerzo longitudinal de las vigas que llegan a la unión debe pasar dentro del núcleo de la columna.

En los planos estructurales deben incluirse dibujos acotados y a escala del refuerzo en las uniones viga-columna.

Refuerzo transversal horizontal

Se debe suministrar el refuerzo transversal horizontal mínimo especificado similar al de las columnas de gran ductilidad. Si el nudo está confinado por cuatro traveses que llegan a él y el ancho de cada uno es al menos igual a 0.75 veces el ancho respectivo de la columna, puede usarse la mitad del refuerzo transversal horizontal mínimo. La separación será la especificada para las columnas en el capítulo IV.4.

Refuerzo transversal vertical

Se deberá suministrar refuerzo transversal vertical a lo largo del peralte del nudo en uniones de vigas con columnas discontinuas en las cuales el refuerzo longitudinal adyacente a la cara libre del nudo sea el refuerzo longitudinal de la viga que termine en el nudo.

La cuantía y separación del refuerzo transversal vertical deberá cumplir con lo especificado en la sección de columnas. Se aceptará el uso de estribos abiertos en forma de letra U invertida y sin dobleces, siempre que la longitud de las ramas cumpla con la longitud de desarrollo, medida a partir del eje del refuerzo longitudinal adyacente a la cara libre del nudo.

Resistencia a fuerza cortante

Se admitirá revisar la resistencia del nudo a fuerza cortante en cada dirección principal de la sección en forma independiente. La fuerza cortante se calculará en un plano horizontal a media altura del nudo (figura IV.7.3). Para calcular la resistencia de diseño a fuerza cortante del nudo se deberá clasificarlo según el número de caras verticales confinadas por los miembros horizontales y si la columna es continua o discontinua. Se considerará que la cara vertical está confinada si la viga cubre al menos 0.75 veces el ancho respectivo de la columna, y si el peralte del elemento confinante es al menos 0.75 veces la altura de la viga más peraltada que llega al nudo.

En nudos con tramos de viga o de columna sin cargar, se admite considerar a la cara del nudo como confinada si los tramos satisfacen las especificaciones geométricas del párrafo anterior y se extienden al menos un peralte efectivo a partir de la cara de la unión. La resistencia de diseño a fuerza cortante de nudos con columnas continuas se tomará igual a:

- a) Nudos confinados en sus cuatro caras verticales

$$5.5F_R\sqrt{f_c^*} b_e h ; \text{ si se usan cm y kg/cm}^2(1)$$

- b) Nudos confinados en tres caras verticales o en caras verticales opuestas

$$4.5F_R\sqrt{f_c^*} b_e h \quad (2)$$

- c) Otros casos

$$3.5F_R\sqrt{f_c^*} b_e h \quad (3)$$

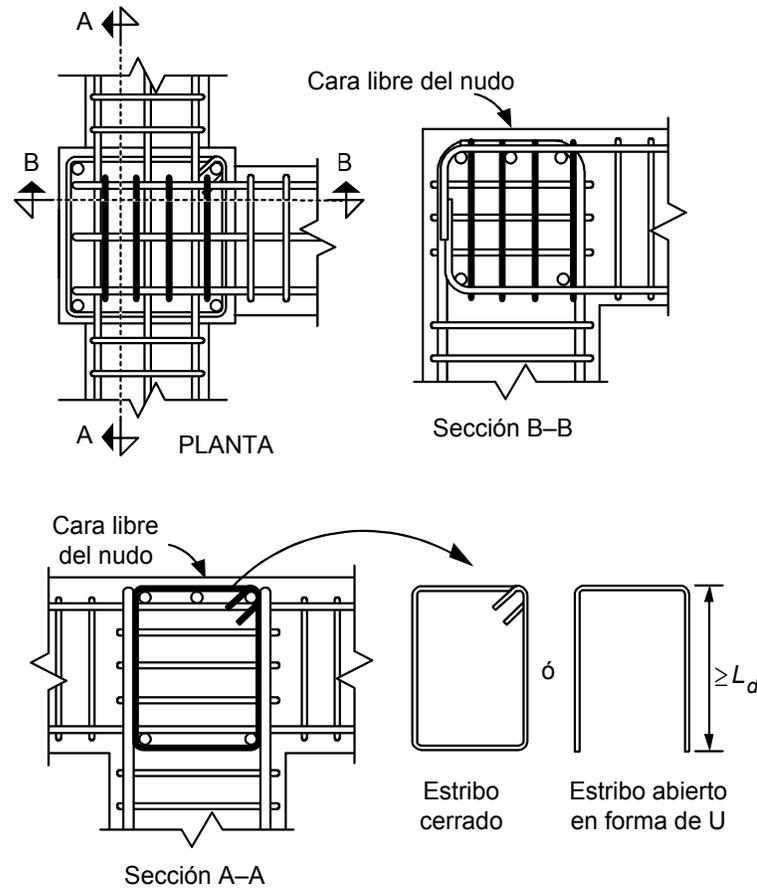


Figura IV.7.2 Refuerzo transversal vertical en uniones viga – columna.

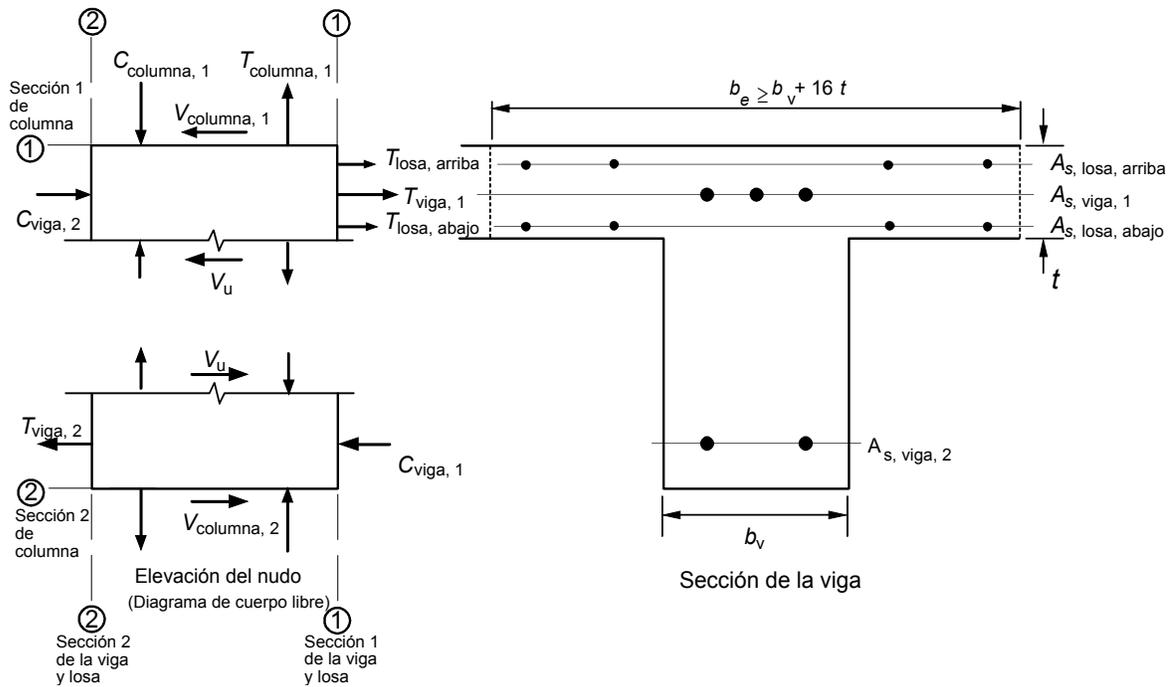
En nudos con columnas discontinuas, la resistencia de diseño a fuerza cortante será 0.75 veces la obtenida de las ecuaciones 1 a 3.

El ancho b_e se calculará promediando el ancho medio de las vigas consideradas y la dimensión transversal de la columna normal a la fuerza. Este ancho b_e no será mayor que el ancho de las vigas más el peralte de la columna, h , o que la dimensión transversal de la columna normal a la fuerza, h (figura IV.7.4).

Cuando el peralte de la columna en dirección de la fuerza cambie en el nudo y las barras longitudinales se doblan según los siguientes detalles del refuerzo en intersecciones de columnas con vigas o losas:

El refuerzo transversal de una columna en su intersección con una viga o losa debe ser el necesario para resistir las fuerzas internas que ahí se produzcan, pero su separación no será mayor y su diámetro no será menor que los usados en la columna en las secciones próximas a dicha intersección.

Si la intersección es excéntrica, en el dimensionamiento y detallado de la conexión deben tomarse en cuenta las fuerzas cortantes, y los momentos flexionantes y torsionantes causados por la excentricidad.



$$V_u = T_{viga,1} + T_{losa, arriba} + T_{losa, abajo} + C_{viga,2} - V_{columna,1}$$

donde

$$T_{viga,1} + T_{losa, arriba} + T_{losa, abajo} = 1.25 f_y (A_{s, viga, 1} + A_{s, losa, arriba} + A_{s, losa, abajo})$$

$$C_{viga,2} = T_{viga,2} = 1.25 A_{s, viga, 2} f_y$$

Figura IV.7.3 Determinación de la fuerza cortante actuante en un nudo de marcos dúctiles.

Cuando un cambio de sección de una columna obliga a doblar sus barras longitudinales en una junta, la pendiente de la porción inclinada de cada barra respecto al eje de columna no excederá de 1 a 6. Las porciones de las barras por arriba y por debajo de la junta serán paralelas al eje de la columna. Además deberá proporcionarse refuerzo transversal adicional al necesario por otros conceptos, en cantidad suficiente para resistir una y media veces la componente horizontal de la fuerza axial que pueda desarrollarse en cada barra, considerando en ella el esfuerzo de fluencia. Se usará el menor valor en las ecuaciones 1 a 3.

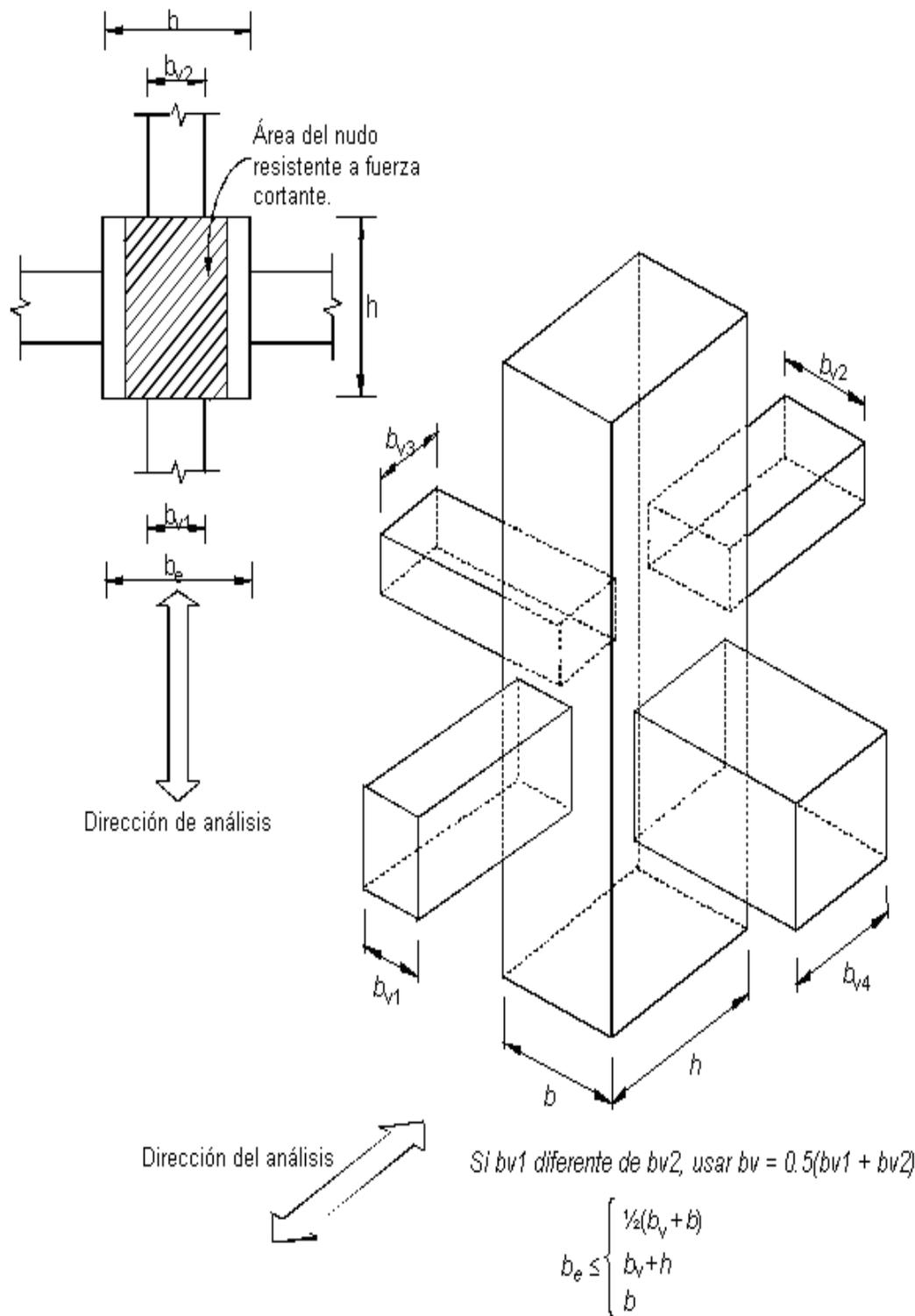


Figura IV.7.4 Área de la sección que resiste la fuerza cortante en nudos de marcos dúctiles.

Anclaje del refuerzo longitudinal.

Barras que terminan en el nudo.

Toda barra de refuerzo longitudinal de vigas que termine en un nudo debe prolongarse hasta la cara lejana del núcleo de la columna y rematarse con un doblez a 90 grados seguido de un tramo recto no menor de 12 diámetros (figura IV.7.5). La sección crítica para revisar el anclaje de estas barras será en el plano externo del núcleo de la columna.

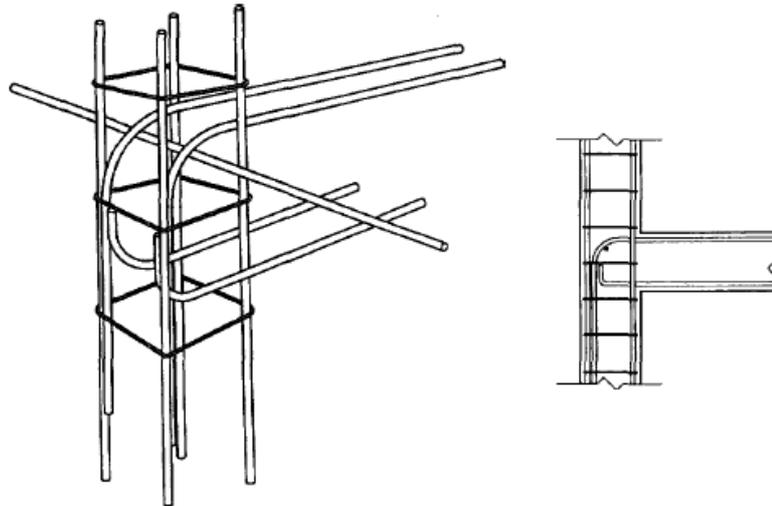


Figura IV.7.5 Dobleces de las barras en una unión

La revisión se efectuará de acuerdo con lo especificado en barras con dobleces la parte inicial de este capítulo, donde será suficiente usar una longitud de desarrollo del 80 por ciento de la allí determinada. Este porcentaje no afecta a los valores mínimos, 150 mm y $8d_b$, ni el tramo recto de $12d_b$ que sigue al doblez.

Barras continuas a través del nudo

Los diámetros de las barras de vigas y columnas que pasen rectas a través de un nudo deben seleccionarse de modo que se cumplan las relaciones siguientes:

$$h_{\text{(columna)}}/d_b \text{ (barra de viga)} \geq 20$$

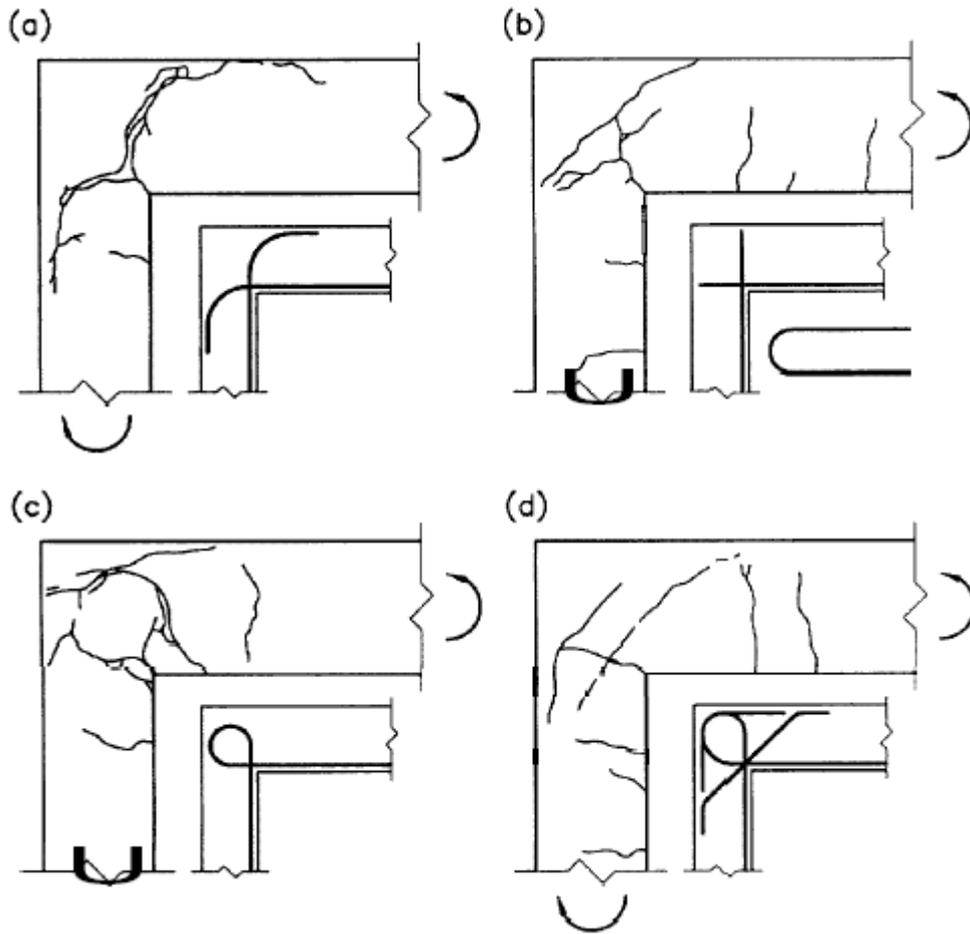
$$h_{\text{(viga)}}/d_b \text{ (barra de columna)} \geq 20$$

donde

$h_{\text{(columna)}}$ es la dimensión transversal de la columna en dirección de las barras de viga consideradas.

Si en la columna superior del nudo se cumple que $P_u/A_g f'_c \geq 0.3$, la relación del peralte total de la viga al diámetro de las barras de columna se puede reducir a 15. También es suficiente esta relación cuando en la estructura los muros de

concreto reforzado resisten más del 50 por ciento de la fuerza lateral total inducida por el sismo.



Fisuras de posibles nudos, con distinto armado

V. Conclusiones.

Esta tesis tiene el objetivo de fomentar algunos de los tantos criterios del detallado de acero de refuerzo en estructuras de concreto, en zonas de alto riesgo meteorológico y sísmico, siguiendo de cerca el cumplimiento de la normatividad local.

El concreto y el acero de refuerzo funcionan en conjunto en forma excelente en las estructuras de concreto reforzado. Las ventajas de cada material compensan las desventajas del otro. La gran desventaja del concreto es la falta de resistencia a la tensión, de aquí nace la necesidad del acero de refuerzo en el concreto, pero la resistencia a tensión es una de las grandes ventajas del acero.

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

Los detalles de refuerzo tiene gran influencia sobre el tipo de comportamiento, dúctil o frágil, de las estructuras. Las fallas de tipo frágil, como las que se originan por la fuerza cortante, falta de anclajes adecuados, son especialmente peligrosas. La ductilidad se logra, por una parte, evitando ese tipo de fallas y, por otra, confinando adecuadamente el concreto para aumentar su capacidad de deformación.

El buen comportamiento de una estructura de concreto depende no sólo de que la estructuración escogida sea apropiada y de que el análisis del efecto de las fuerzas que actúan sobre la estructura sea correcto, sino también en buena parte, de un *eficaz detallado del refuerzo* que corresponda a las características particulares del concreto reforzado.

Uno de los aspectos fundamentales del diseño de una estructura de concreto reforzado es la determinación de sus propiedades geométricas, cantidad y posición del acero de refuerzo. Estas características deben escogerse de tal manera que se satisfagan ciertos requisitos preestablecidos de seguridad y de comportamiento que son sugeridos por las normas y reglamentos locales.

Una de las ventajas del concreto reforzado como material estructural radica en la facilidad con que puede variarse la resistencia de los elementos a lo largo de sus ejes longitudinales, con el fin de ajustar dicha resistencia a la magnitud de las acciones internas.

Al corte de barras y, en general, todas las recomendaciones relativas a colocación de barras, formación de ganchos en los extremos, formación y colocación de estribos y hélices y otros aspectos similares, pueden denominarse detallado del refuerzo.

El detallado de refuerzo tiene importancia no únicamente para lograr la economía en la cantidad de refuerzo, sino también para conseguir estructuras de comportamiento adecuado (dúctil).

Como en cualquier problema de ingeniería el costo influye de manera importante en la solución que por fin se adopte, en este caso se refleja en los métodos: tradicionales y actuales.

Dentro del desarrollo de la tecnología en nuestro país, nosotros como ingenieros debemos acatar cambios tecnológicos para mantenernos en competitividad con los países del primer mundo.

Un nuevo método revoluciona el campo de la construcción en los últimos años; son los elementos prefabricados, que como se explico en el capítulo III.2 Métodos Actuales, el trabajar con los prefabricados tienen consecuencias importantes, fundamentalmente en los tiempos del programa de ejecución y en el costos, si se trata de enormes construcciones.



Fabricación y curado de los prefabricados.

Algo que ayudaría a resolver la problemática descrita es el fomento de la enseñanza sobre construcción y diseño de estructuras prefabricadas de concreto, incluyendo estos temas en la currícula de las diversas facultades y escuelas de ingeniería civil de nuestro país, así como en cursos de educación continua. Este aspecto merece ser considerado como actividad de urgente realización.



Refuerzo de los prefabricados

Actualmente los ingenieros y también los arquitectos han encontrado que en la construcción la intervención de ambos métodos tanto tradicionales como actuales, lanzan como consecuencia una mejor eficiencia y ejecución en obra.



TRANSPORTE



Combinación de los Métodos (Actuales y Tradicionales) y Transporte de prefabricados

Se ha insistido en que el requisito fundamental de un elemento estructural es el de contar con una resistencia suficiente. Es natural, entonces, que la primera consideración que debe satisfacer al proponer determinadas dimensiones sea esta. Así, se procura primero lograr secciones de resistencia suficiente y después se comprueba la forma en la que se cumplan los requisitos de comportamiento bajo condiciones de servicio y de economía. En otras palabras, después de definidas las características geométricas, cantidad y posición del acero de refuerzo de la sección de manera que como consecuencia tenga una resistencia suficiente, se revisan por ejemplo, las deformaciones y los agrietamientos para comprobar si estos están dentro de los límites tolerables.

Existen ciertos criterios para establecer normas generales sobre el detallado del refuerzo. Con base en ellos, se han desarrollado recomendaciones específicas que se incluyen en los reglamentos de construcción. Pero más importante que el conocimiento completo de todas las recomendaciones de un reglamento, es tener en cuenta los criterios generales, algunos de estos son:

- Los armados deben ser sencillos.
- No deben haber congestionamiento del refuerzo.
- Las barras deben estar ancladas.
- El refuerzo debe tener recubrimientos adecuados.
- Las estructuras deben tener un comportamiento dúctil.

Fundamentalmente, debe buscarse la sencillez constructiva y la uniformidad, y deben evitarse las discontinuidades tanto en dimensiones del concreto como en la distribución del refuerzo.

El refuerzo debe detallarse considerando la posibilidad de condiciones de carga no previstas específicamente en el cálculo y los efectos de las redistribuciones de momentos.

Dentro de las limitaciones que imponen los requisitos de resistencia y de condiciones de servicio, el proyectista busca obtener soluciones económicas en cuanto a consumo de materiales. Pero no debe olvidarse que en el costo total de una estructura influyen otros factores, tales como las cimbras y obras falsas, la mano de obra, la duración de la construcción y el procedimiento constructivo

adoptado, además de la interacción de otros subsistemas de la obra (instalaciones eléctricas, sanitarias, etc). A veces el proyectista se obceca con la idea de lograr un pequeño ahorro de acero o de concreto y cae en soluciones rebuscadas de difícil ejecución, con el consiguiente aumento del costo.

Sin embargo, un análisis completo y cuidadoso de los costos totales de construcción lleva con frecuencia a la conclusión de que la sencillez constructiva disminuye dichos costos totales, aun cuando el logro de la sencillez implique mayor consumo de materiales. La sencillez constructiva conduce a tiempos de ejecución menores y costos de mano de obra inferiores.

Como es natural, conviene también que los elementos estructurales tengan formas geométricas sencillas. También es aconsejable la estandarización de los detalles de refuerzo, de manera que pueda producirse a un mínimo el número de barras de características distintas. La estandarización del refuerzo facilita las labores de habilitado y de colocación, al mismo tiempo que simplifica la supervisión y el control de costos.

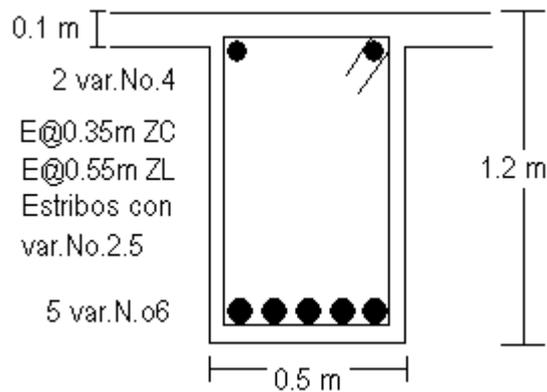
Finalmente no se intenta abarcar todas las formas estructurales comunes en concreto reforzado, ni se han hecho intervenir consideraciones económicas detalladas, salvo de manera rudimentaria. La intención principal es presentar soluciones razonables que hagan comprender el proceso que sigue el proyectista al dimensionar estructuras de concreto reforzado. Los ejemplos propuestos de ninguna manera deben tomarse como modelos únicos a seguir, debiéndose considerar más bien como guías que dan orientación de carácter muy general.

“Al detallar el refuerzo debe buscarse siempre que los elementos resulten de comportamiento dúctil y sin olvidar que el sistema óseo de una estructura de concreto reforzado es el detallado de acero de refuerzo”.

Anexo 1.

III.3 Comparación de costos.

Análisis de precios unitarios de la viga.



Para 1m de trabe de 0.5*1.2m

DATOS GENERALES

b (m)	0.5	
d (m)	1.15	
h (m)	1.2	
barras No. 6 (pzas)	5	
barras No. 4 (pzas)	2	
barras NO.2.5 "ESTRIBOS" (pzas por m)	3	ZONA CRITICA
barras NO.2.5 "ESTRIBOS" (pzas por m)	2	ZONA L
Recubrimiento (m)	0.05	

Materiales.

RESUMEN DE ZONA CRITICA

MATERIAL	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
*BARRA No. 6	TON	0.011175	9700	108.398
*BARRA No. 4	TON	0.001986	9700	19.264
*BARRA No. 2.5	TON	0.003602	9700	34.943
ALMABRE RECOCIDO No. 18	KG	0.5	15	7.500
TOTAL				170.104
DESPERDICIO 9%				15.309
COSTO DIRECTO				185.414

*Acero $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

RESUMEN DE ZONA L.

MATERIAL	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
BARRA No. 6	TON	0.011175	9700	108.398
BARRA No. 4	TON	0.001986	9700	19.264
BARRA No. 2.5	TON	0.002400	9700	23.280
ALMABRE RECOCIDO No. 18	KG	0.33	15	4.950
TOTAL				155.892
DESPERDICIO 9%				14.030
COSTO DIRECTO				169.922

*Acero $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Básicos.

Concreto $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ hecho in situ.

Al no contar con especificación que nos marque en que obra existe un laboratorio con equipo de medición exacto, se considerará el diseño de la mezcla de concreto con base en la tabla dosificadora de cemento 2004 de Cemex, que nos dice.

Para elaborar 1 m^3 de concreto con una resistencia a la compresión de 200 kg/cm^2 , un revenimiento de 10 cm y un TMA de 20 mm, se necesita mezclar.

6.5	SACOS DE CEMENTO (CPP 30R) DE 50 kg
39	BOTES DE 19 L SIN DEFORMACIONES DE GRAVA
26	BOTES DE LAS MISMAS CONDICIONES DE ARENA
13	BOTES DE LAS MISMAS CONDICIONES DE AGUA

Esto es considerando agregados limpios, libres de materia orgánica y bien graduados, agua limpia sin contaminación, con arena de tamaño medio a fino.

En obra la cantidad de agua variará un poco de acuerdo a la humedad de loa agregados.

Para 1 m de trabe de $0.5 \times 1.2 \text{ m}$ en zona critica y además armada se tiene:

$$\text{Vol. de concreto} = 0.5 \text{ m} \times 1.2 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 0.6 \text{ m}^3$$

$$\begin{aligned} \text{Vol. de acero} &= 14.25 \text{ cm}^2 \times 100 \text{ cm} + 2.54 \text{ cm}^2 \times 100 \text{ cm} + 0.49 \text{ cm}^2 \times 930 \text{ cm} \\ &= 2134 \text{ cm}^3 = 0.002134 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\text{Vol. total} = \text{Vol. de concreto} - \text{Vol. de acero} = 0.5978 \text{ m}^3$$

La dosificación para 0.5978 m^3 de concreto hecho in situ.

MATERIAL	SACOS DE 50 KG
CEMENTO	3.88

MATERIAL	BOTES DE 19L.	M3
GRAVA	23.33	0.44327
ARENA	15.55	0.29545
AGUA	7.77	0.14763

RESUMEN DE ZONA CRITICA

MATERIAL	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
CEMENTO	SACO 50 KG	3.88	90	349.200
GRAVA	M3	0.44327	190	84.221
ARENA	M3	0.29545	190	56.136
AGUA	M3	0.14763	4.05	0.598
TOTAL				490.155
DESPERDICIO 9%				44.114
COSTO DIRECTO				534.269

Para 1 m de trabe de 0.5*1.2m en zona L y además armada se tiene:

$$\text{Vol. de concreto} = 0.5 \text{ m} * 1.2 \text{ m} * 1 \text{ m} = 0.6 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol. de acero} = 14.25 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm} + 2.54 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm} + 0.49 \text{ cm}^2 * 620 \text{ cm}$$

$$= 1982 \text{ cm}^3 = 0.001982 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol. total} = \text{Vol. de concreto} - \text{Vol. de acero} = 0.5980 \text{ m}^3$$

Como los volúmenes de concreto son muy semejantes, el precio unitario en ambas zonas lo tomaremos igual.

Cimbra común.

RESUMEN DE CIMBRA COMÚN

MATERIAL	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
BARROTES (2"*2") Y 2.44 M	PZA	7	26	182
TRIPLAY (2.97 M2)	PZA	1.21	270	326.7
POLINES (4"*4") Y 2.44 M	PZA	3.23	30	96.9
CONTRAVENTEO	PZA	1	10	10
TARIMA	PZA	1	50	50
CLAVO (4" Y 2 1/2")	KG	1.8	8	14.4
ACEITE QUEMADO	L	8	1	8
TOTAL				688
DESPERDICIO 9%				61.92
COSTO DIRECTO				749.92
5 USOS				149.98

Salarios oficiales.

** Salario semanal de oficial \$ 1,300.00

* Salario semanal de oficial \$ 900.00

Salario mínimo en el Distrito Federal \$ 46.8

Análisis de los salarios.

Ayudante

$$S.R. = 0.1715 \text{ SMGMF} * (DP/DT) + 1.2223875 * (DP/DT) * SB$$

Oficial

$$S.R. = 0.1715 * \text{SMGDF} * (DP/DT) + 1.2223875 * (DP/DT) * SB + 0.0355 * (SBC - 3 * \text{SMGDF}) * (DP/DT)$$

Factor DP		Factor DT	
Dias del año	365	Dias de vacaciones	6
Dias de aguinaldo	15	Dias feriados	7
Dias de prima vacacional	1.5	7" dias	52.14
Dias pagados	381.5	Dias de enfermedad	1.5
		Dias de posible justificación	1
		Dias de ausencia por costumbre	7
		Mal tiempo.	2
		total	76.64
		Dias trabajados	288.36

** \$ 1,300 / 7 = 185.7; SB > 3 SMGDF

* \$ 900 / 7 = 128.75; 1 SMGDF < SB < 3SMGDF

$$DP/DT = 381.5/288.36 = 1.323$$

SBC = (DP/D año)*SB	
SBC oficial	194.09
SBC ayudante	134.57

Finalmente.

Salario Real del Oficial = \$313.45

Salario Real del ayudante = \$ 218.83

Entonces el costo directo del concreto hecho in situ.

Rendimiento de cuadrilla albañil + ayudante
 "Concreto premezclado a mano" 5.63 m3/jor

Para nuestro caso:

	m3	Jor
	5.63	1
Necesidad	0.5978	0.1062

Mano de Obra	Unidad	Cantidad	Salario Real	Importe
1. oficial albañil	Jor	0.1062	313.45	33.28
1 ayudante	Jor	0.1062	218.83	23.24
Costo Directo \$/m				56.52

Entonces el precio unitario del concreto hecho en obra:

C.D concreto	C.D m.o	C.D h. en o.
534.27	56.52	590.79

Mano de obra.

Rendimiento de cuadrilla carpintero obra negra + ayudante
 "Cimbrar y descimbrar traveses" 8.5 m2/jor

Para nuestro caso:

	M2	Jor
	8.5	1
Necesidad	3.6	0.4235

Mano de Obra	Unidad	Cantidad	Salario Real	Importe
1. oficial albañil	Jor	0.4235	313.45	132.76
1 ayudante	Jor	0.4235	218.83	92.68
Costo Directo \$/m				225.44

Rendimiento de cuadrilla oficial fierro + ayudante
 "Acero" 0.22 ton/jor

Para nuestro caso: Zona critica.

	ton	Jor
	0.22	1
Necesidad	0.01676	0.0762

Mano de Obra	Unidad	Cantidad	Salario Real	Importe
1. oficial albañil	Jor	0.0762	313.45	23.88
1 ayudante	Jor	0.0762	218.83	16.67
Costo Directo \$/m				40.55

Rendimiento de cuadrilla oficial fierro + ayudante

"Acero" 0.22 ton/jor

Para nuestro caso: Zona L.

	Ton	Jor
	0.22	1
Necesidad	0.01556	0.0707

Mano de Obra	Unidad	Cantidad	Salario Real	Importe
1. oficial albañil	Jor	0.0707	313.45	22.17
1 ayudante	Jor	0.0707	218.83	15.48
Costo Directo \$/m				37.65

Rendimiento de cuadrilla albañil + ayudante

"Para la trabe de 0.5*1.2m se necesitan 0.5978 m3" 0.95 m3/jor

Para nuestro caso:

	m3	Jor
	0.95	1
Necesidad	0.5978	0.6293

Mano de Obra	Unidad	Cantidad	Salario Real	Importe
1. oficial albañil	Jor	0.6293	313.45	197.24
1 ayudante	Jor	0.6293	218.83	137.70
Costo Directo \$/m				334.94

Equipo y herramienta.

Equipo y Herramienta: Zona critica.

"Se considera un 3% de la mano de obra"

C.D cua. carp.	C.D cua. fie.	C.D cua. Alb	C.D m.o \$/m
225.44	40.55	334.94	600.93
Equipo y Herramienta 3% de la mano de obra			18.03

Equipo y Herramienta: Zona L.

"Se considera un 3% de la mano de obra"

C.D cua. carp.	C.D cua. fie.	C.D cua. Alb	C.D m.o \$/m
225.44	37.65	334.94	598.03
Equipo y Herramienta 3% de la mano de obra			17.94

Resumen de Costos Directos (en ambas zonas).

Resumen de costos directos.
Zona critica

Conceptos	Costo Directo
Materiales	185.4
Básicos	740.78
Mano de obra	600.93
Equipo y herramienta	18.03
TOTAL	1545.14

Resumen de costos directos.
Zona critica

Conceptos	Costo Directo
Materiales	169.9
Básicos	740.78
Mano de obra	597.96
Equipo y herramienta	17.94
TOTAL	1526.58