



Pontificia Universidad Católica del Perú
Departamento de Ingeniería
Sección Ingeniería Civil

PRINCIPALES CAMBIOS

NORMA PERUANA DE CONCRETO ARMADO NTE E.060

Lima – Diciembre 2007

Ing. Gianfranco Ottazzi Pasino

Documentos utilizados

- Actual Norma Peruana E.060 1989
- ACI 318 1999
- ACI 318 2005
- ACI 318S 2005
- Propuesta ACI 318 2008 (Draft)
- Normas Técnicas Complementarias Distrito Federal – México 2004
- Norma Colombiana NSR-98

Alternativas

1) Adoptar completamente el ACI 318S 2005

- Actualizaciones frecuentes (cada 3 años)
- Difusión en nuestro medio
- Abundante bibliografía (libros y programas)
- Publicación en castellano por el propio ACI
- Comentarios incluidos

Alternativas

2) Adaptarlo a nuestros usos (realidad)

- Modificar los Factores de carga del ACI (en el futuro deberían estar especificados en la Norma de Cargas E.020)
- Modificar los Factores de Reducción de Resistencia del ACI
- Adaptar el Capítulo 21 (Disposiciones para Diseño Sísmico)
- Uso de la terminología propia de nuestro medio

Alternativas

2) Adaptarlo a nuestros usos (realidad)

- Mejora? del Castellano utilizado por el ACI
- Eliminar (filtrar) el contenido del ACI que no se aplica en nuestro medio
- Posibilidad de incluir figuras aclaratorias
- Adecuar las Normas citadas por el ACI

Códigos o Normas

Cada material suele tener su propio código (concreto, acero, madera, albañilería).

Existe un grupo de códigos generales aplicables a todos los materiales. En el Perú se denominan Normas Técnicas de Edificación y forman parte del Reglamento Nacional de Construcciones.

Norma de Cargas E-020

Norma de Diseño Sismorresistente E-030

Norma de Suelos y Cimentaciones E-50

Los Códigos de Construcción o de Edificación, suelen tener fuerza legal y su función principal es asegurar la seguridad del público.

Los códigos establecen los **Requisitos Mínimos** que deben cumplir las estructuras, el material, los refuerzos y el diseño.

Las normas establecen los niveles mínimos de seguridad que debe tener una estructura o elemento estructural.

Estudios teóricos: resultados obtenidos a partir de una base teórica o modelo matemático de un fenómeno físico.

Se suelen verificar experimentalmente para comprobar su validez.

Evidencias experimentales: provenientes del estudio en laboratorio de fenómenos muy complicados para ser modelados y analizados teóricamente.

Es frecuente encontrar formulas empíricas provenientes del ajuste de resultados experimentales.

Avance del conocimiento. Se trata de reflejar lo que se denomina el “estado del arte” o del nivel de avance del conocimiento.

A medida que se acumula o genera mayor información teórica y experimental, así como información sobre el desempeño de las estructuras diseñadas con determinado código – colapsos, mal comportamiento de estructuras reales, excesos de resistencia, etc. - los códigos se modifican y mejoran.

Práctica profesional: lo que se ha hecho en el pasado con buenos resultados. El “arte” de la profesión.

El incorporar la experiencia local permite reflejar las características locales de los materiales, la calidad de la mano de obra, el nivel y calidad de la supervisión de las construcciones, los usos y costumbres.

Esto es particularmente importante cuando se adoptan normas extranjeras basadas en otras realidades.

Los códigos suelen ser una ayuda para el ingeniero.

Sin embargo, las disposiciones contenidas en ellos no deben seguirse ciegamente, es preciso entender el porqué de ellas para poder aplicarlas correctamente, ya que usualmente se han derivado para las situaciones más comunes que no pueden extrapolarse a cualquier caso.

Ya que los códigos fijan los requisitos mínimos, el ingeniero estructural deberá aplicar su criterio y conocimiento para discernir los casos o situaciones en las que las disposiciones de las normas pueden ser insuficientes.

THE BUILDING OF A BUILDING CODE

Mete A. Sozen

ACI Concrete International – Mayo 2006

Un Código de Construcción es un Contrato Social .

Por lo tanto queda fuera de lugar el tratar de enmarcarlo completamente en un dominio racional.

Los Códigos deberían:

1. Ser (mantenerse) simples. Fácil de decir difícil de lograr.

Poco se gana complicando las formulaciones de aquellos aspectos del diseño estructural que no están bien comprendidos (desarrollados)

Los Códigos deberían:

2. Estar convencidos que el entendimiento del código por parte del usuario, conducirá a los niveles estándar de seguridad (mínimos) que se pretende lograr.

Debe quedar claro para la comunidad de ingenieros que la “buena” ingeniería no significa darle una “golpiza” al código.

Los Códigos deberían:

3. El propósito de un código NO es el de determinar la respuesta de una estructura. Los procedimientos (algoritmos) incluidos en un código no necesariamente son predictivos.

El propósito de un código es el de ayudar a lograr una estructura segura y de buen comportamiento bajo condiciones de servicio.

Los Códigos deberían:

4. Los códigos deben responder a las condiciones locales y a la tecnología local de construcción.

Las leyes de la física son universales, las condiciones locales y la práctica de la ingeniería no lo son.

5. No cambies a cada rato el código, mantenlo un mínimo de 7 años.

Los cambios constantes producen la sensación que el código sigue estando inmaduro y por lo tanto no debió ser un código.

ALCANCE DE LA NORMA

- Fija los requisitos y exigencias mínimas para el análisis, el diseño, los materiales, la construcción, el control de calidad y la supervisión de estructuras de concreto armado, presforzado y simple.

ALCANCE DE LA NORMA

- Para estructuras especiales tales como arcos, tanques, estanques, depósitos y silos, chimeneas y estructuras resistentes a explosiones, las disposiciones de esta Norma regirán cuando sean aplicables.

ALCANCE DE LA NORMA

- NO controla el diseño e instalación de las porciones de pilotes de concreto, pilas excavadas y cajones de cimentación que quedan enterrados en el suelo, excepto en lo dispuesto en el Capítulo 21.

ALCANCE DE LA NORMA

- NO rige el diseño y la construcción de losas apoyadas en el suelo, a menos que la losa transmita cargas verticales o laterales desde otras partes de la estructura al suelo.

ALCANCE DE LA NORMA

- El diseño y construcción de losas de concreto estructural, vaciadas sobre moldajes permanentes de acero (stell form deck) consideradas como no compuestas, están regidos por esta Norma.

ALCANCE DE LA NORMA

- NO rige el diseño de losas de concreto estructural vaciadas sobre moldajes permanentes de acero (stell form deck) consideradas como compuestas.

ALCANCE DE LA NORMA

Capítulo 4 – DURABILIDAD

NO incluye disposiciones para las condiciones de exposición especialmente severas, tales como la exposición a ácidos o a altas temperaturas. Tampoco cubre condiciones estéticas tales como el acabado de las superficies del concreto.

Contenido

- 1 – Requisitos Generales
- 2- Notación y Definiciones
- 3- Materiales
- 4- Requisitos de Durabilidad
- 5- Calidad del Concreto, Mezclado y Colocación
- 6- Encofrados, Tuberías Emebebidas, Juntas de Construcción

Capítulo 6- Encofrados, Tuberías Emebebidas, Juntas de Construcción.

Las vigas, vigas principales, o losas apoyadas sobre columnas o muros no deben vaciarse hasta que el concreto del apoyo vertical haya endurecido hasta el punto que haya dejado de ser plástico.

La espera en la colocación del concreto de los elementos apoyados en columnas y muros es necesaria para prevenir el agrietamiento en la interfase entre el elemento de apoyo y el elemento que se apoya, causado por la exudación y asentamiento plástico del concreto en el elemento de apoyo.

Capítulo 7 - Detalles del Refuerzo

Funciones o Propósitos del Refuerzo

- 1) Resistir los esfuerzos de tracción. En el diseño por resistencia, solemos asumir que el concreto circundante es incapaz de tomar tracciones.
- 2) Asegurar que los anchos de grieta, bajo condiciones de servicio, no excedan de ciertos límites. Debe recordarse que el refuerzo, dentro de los límites prácticos de economía, no puede prevenir el agrietamiento, solo lo controla.
- 3) Prevenir el agrietamiento excesivo producido por la retracción y los cambios de temperatura restringidos.

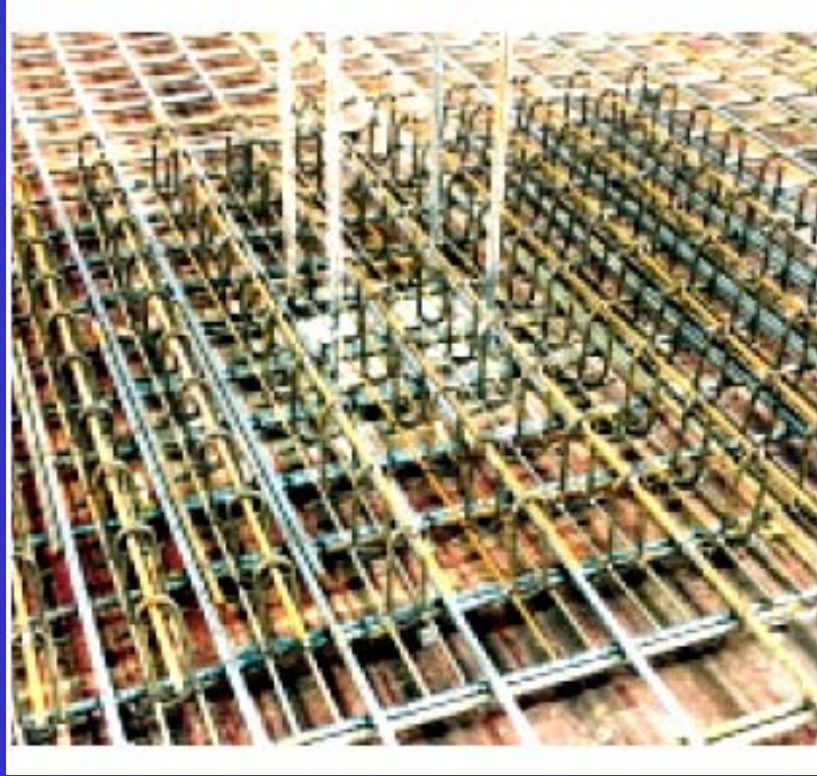
Funciones o Propósitos del Refuerzo

- 4) Proveer fuerzas de compresión cuando el concreto solo no puede resistir los esfuerzos actuantes.
- 5) Restringir el pandeo de las armaduras en compresión (estribos).
- 6) Proveer confinamiento al concreto en las zonas de esfuerzos de compresión altos de vigas, columnas, nudos.

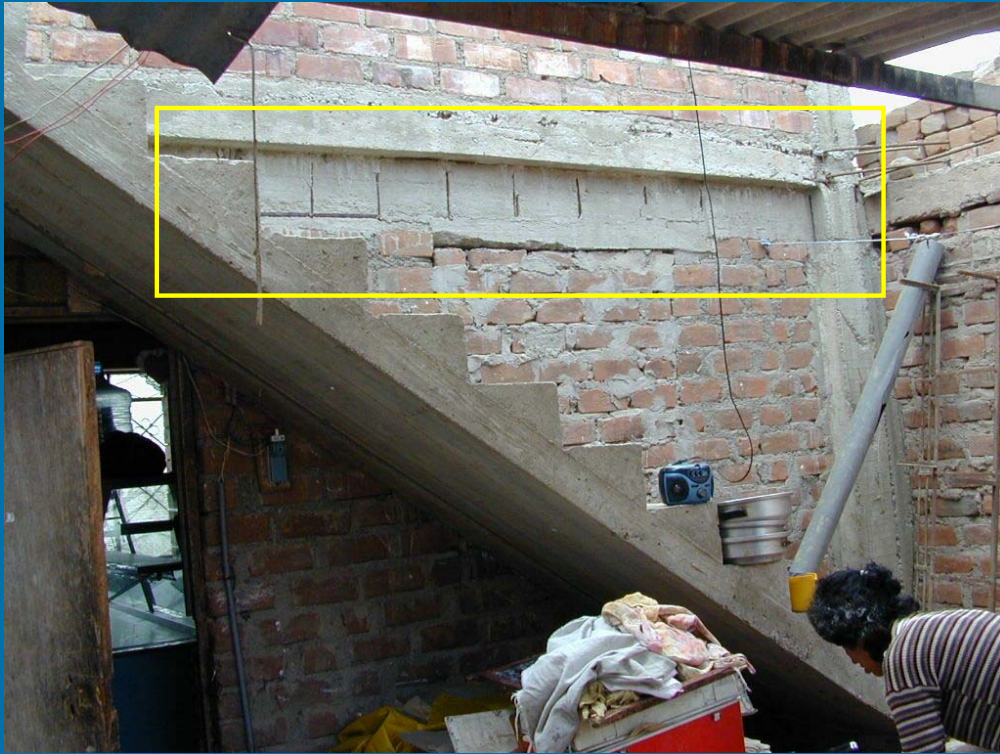
La Norma de Concreto especifica una serie de detalles mínimos asociados con la colocación de las armaduras de refuerzo en el concreto.

Muchos de estos detalles provienen de la experiencia constructiva y están relacionados con los espaciamientos máximos y mínimos del refuerzo de acero así como con los recubrimientos mínimos de concreto necesarios para proteger a las armaduras.





Estribos deficientes. Mala habilitación del fierro



Falta de recubrimientos.



Falta de recubrimiento



Cangrejas y falta de recubrimiento



Cangrejera en una vigueta de aligerado



Falta de protección temporal en las armaduras.
Futuro problema de corrosión



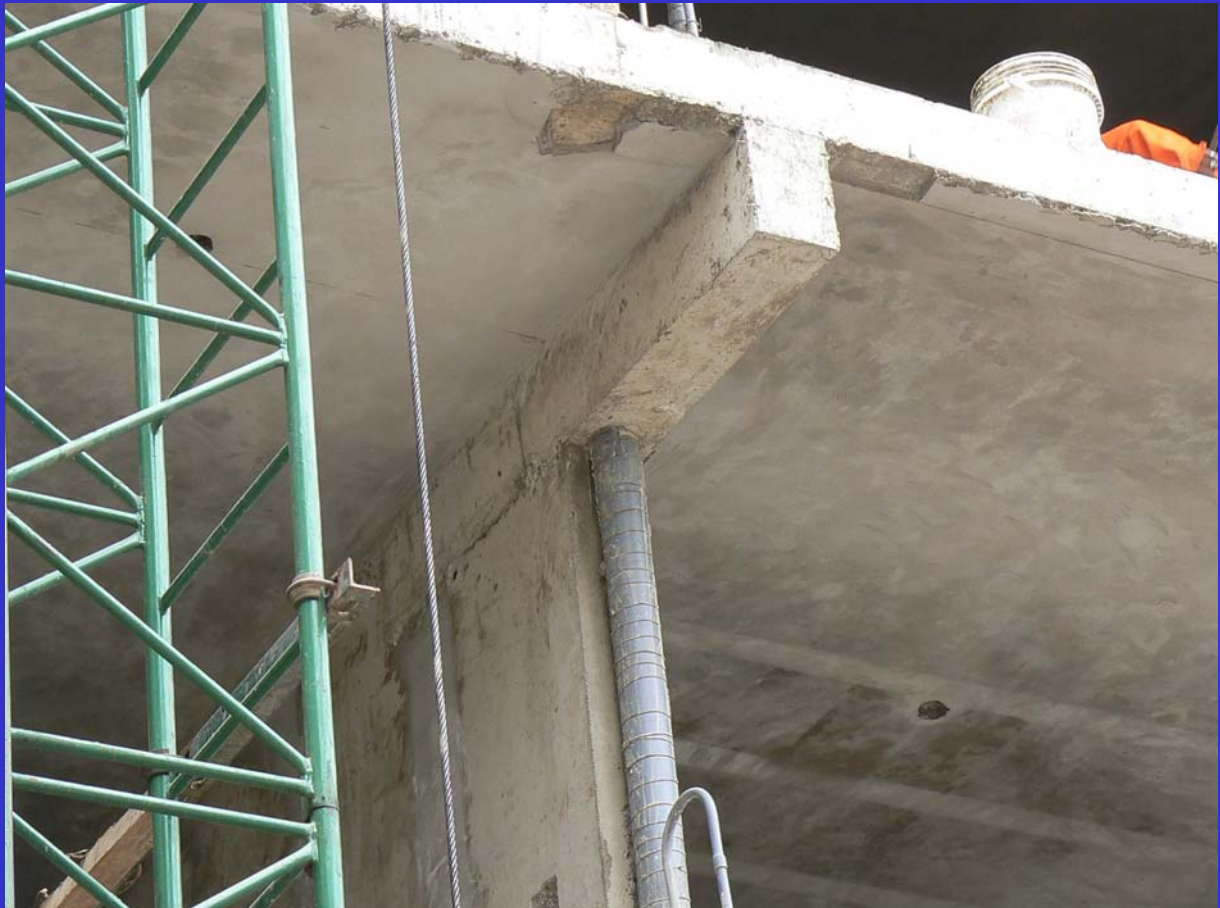
Volados Expuestos a la brisa marina



Ductos y cajas para instalaciones eléctricas.
Del muro de concreto no quedó nada



Ductos y cajas para instalaciones eléctricas.
Del muro de concreto no quedó nada





Tubos para instalaciones sanitarias. Y el muro portante de ladrillo? Bien, gracias.

Capítulo 7 - Detalles del Refuerzo

- Modificaciones menores en las tolerancias para la colocación del refuerzo
- Reorganización de las exigencias en los recubrimientos mínimos.

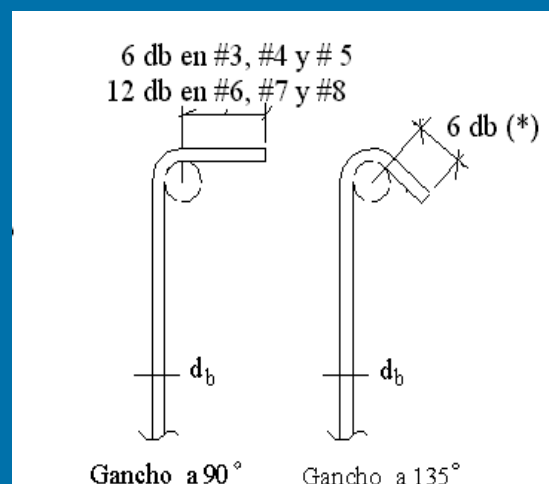
Capítulo 7 - Detalles del Refuerzo

- Recubrimientos:
 - Concreto vaciado en sitio - No Preesforzado
 - Concreto vaciado en sitio - Preesforzado
 - Concreto prefabricado (bajo condiciones de control en planta) - Preesforzado o no.

Los valores no han cambiado, solo han sido agrupados convenientemente.

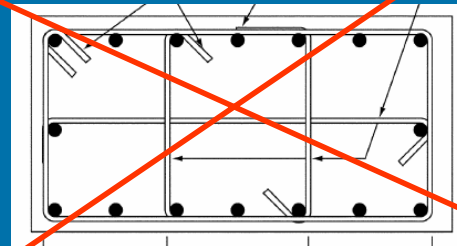
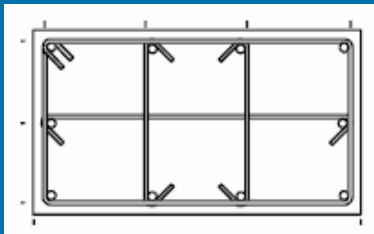
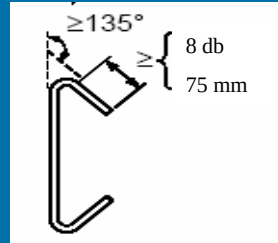
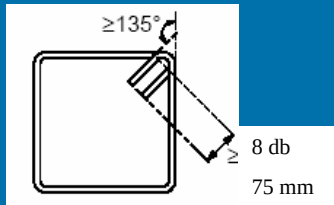
Capítulo 7 - Detalles del Refuerzo

- Gancho estándar para estribos (90 o 135 grados)
 - Barras de diámetro 5/8" ó menores, doblez de 90 o 135 grados más una extensión de 6 db al extremo libre de la barra.



Capítulo 7 - Detalles del Refuerzo

- Ganchos sísmicos: doblez de 135 grados más una extensión de 8 db al extremo libre de la barra, extensión no menor de 75mm.



Capítulo 8 - Análisis y Diseño

- El diseño sigue siendo por Resistencia

Resistencia proporcionada $\geq$ Resistencia Requerida

$$\phi Mn \geq Mu \quad (\text{Flexión})$$

$$\phi Vn \geq Vu \quad (\text{Cortante})$$

$$\phi Pn \geq Pu \quad (\text{Compresión})$$

Es necesario comprobar que las respuestas de la estructura (deflexiones, agrietamiento, vibraciones, etc.) queden limitadas a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio.

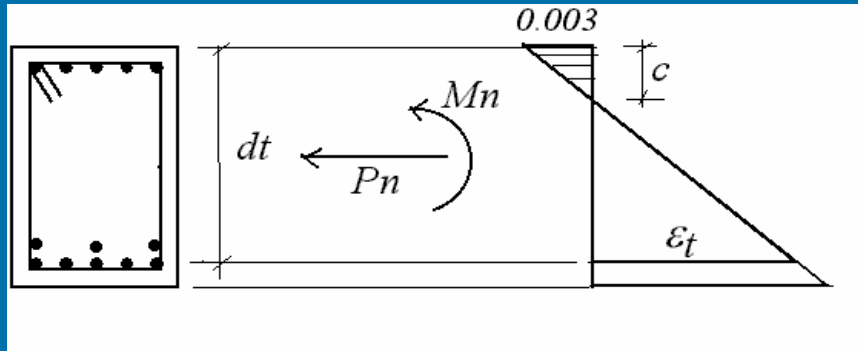
Capítulo 9 – Requisitos Generales para el Análisis y Diseño

- El ACI-05 está basado en los factores del ASCE 7-02 IBC 2000. Estos ya se habían incluido en el Apéndice C del ACI-99.
- Cambios en los Factores de Reducción de Resistencia (ϕ).
- Es posible utilizar el nuevo Apéndice C del ACI-05 que contiene los viejos factores de carga y factores ϕ del ACI-99.

Resumen últimos cambios en el ACI

ACI-99		ACI-02
A Esfuerzos Admisibles	Eliminado	A Modelos de Puntal y Tirante
B Diseño Unificado	Se incorpora al cuerpo de la Norma	B Disposiciones Alternativas de diseño (ACI-99)
C Factores U de la ASCE	Se incorpora al cuerpo de la Norma con factores ϕ modificados por el ACI	C Factores U y ϕ del ACI - 99
		D Anclajes en el Concreto

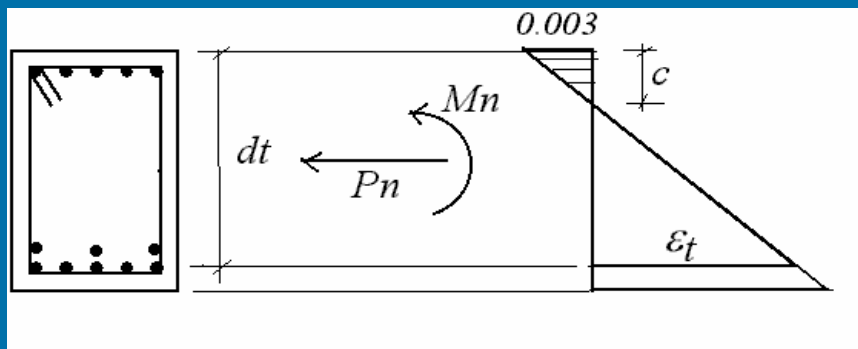
Definiciones - Diseño Unificado



Secciones Controladas por Compresión:

$$\epsilon_t \leq 0.002 \quad (f_y = 4,200)$$

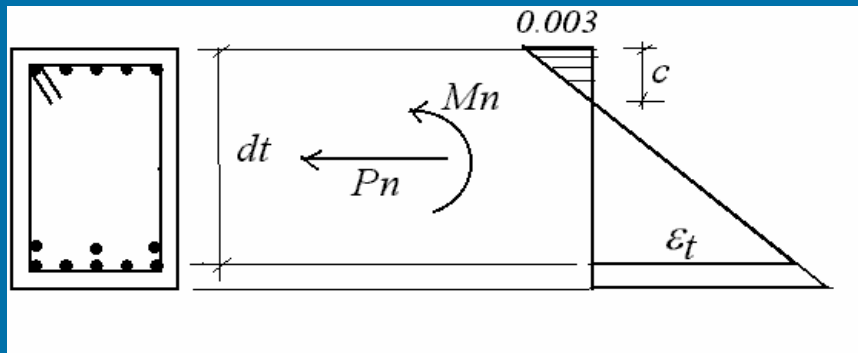
Definiciones - Diseño Unificado



Secciones Controladas por Tracción:

$$\epsilon_t \geq 0.005 \quad (\text{independiente de } f_y)$$

Definiciones - Diseño Unificado



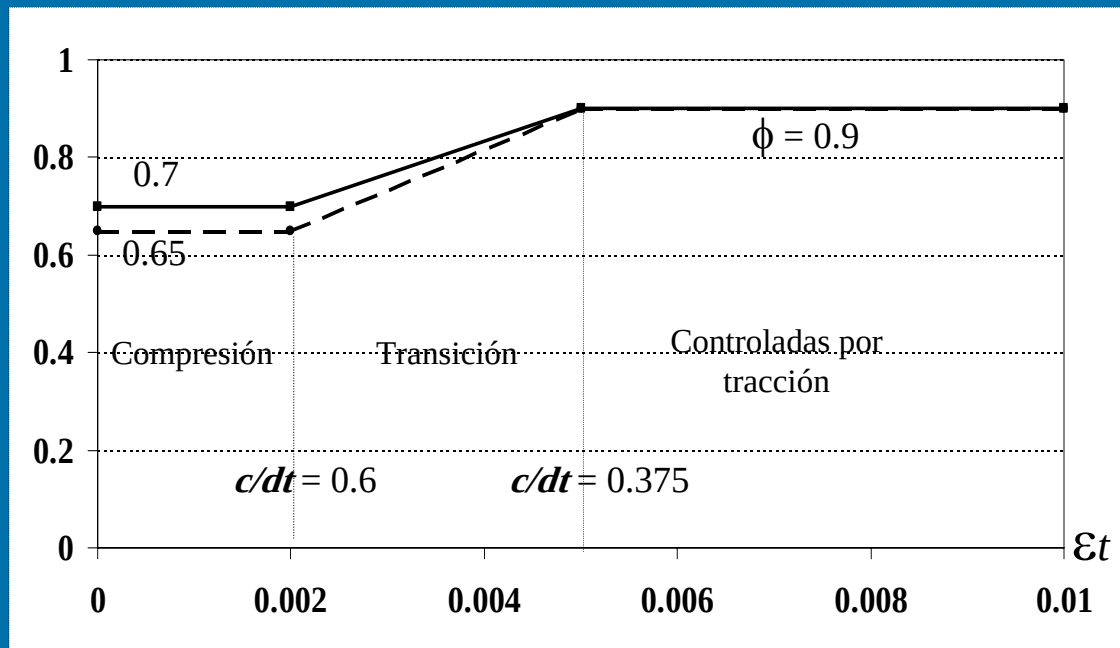
Secciones de Transición:

$$f_y/E < \epsilon_t < 0.005$$

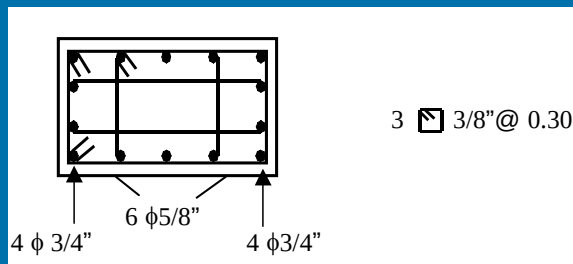
El concepto central del Diseño Unificado es:

Los factores de Reducción de Resistencia (ϕ) dependen de la deformación neta del acero (ϵ_t) cuando la sección desarrolla su Resistencia Nominal (M_n).

Variación Factores ϕ - ACI 05



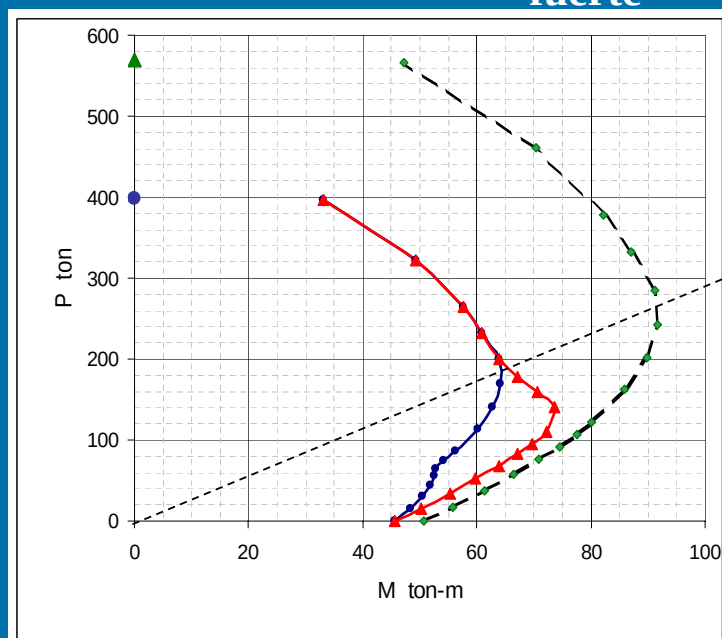
El ACI-05 y las Columnas



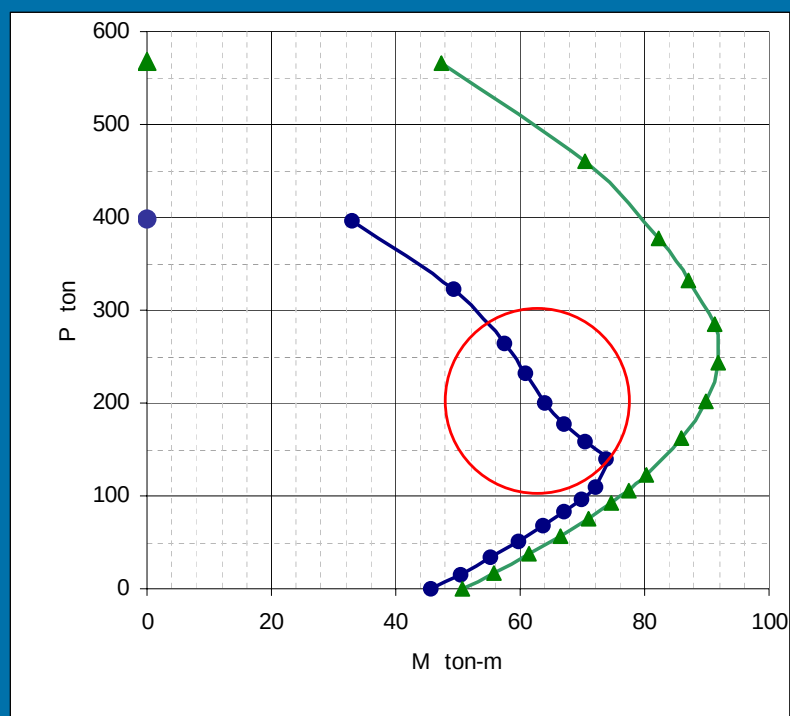
Columna 0.40x0.80

$f'_c = 210$

Flexión alrededor del eje fuerte



eb (excentricidad balanceada)



Capítulo 9 - Factores de Reducción de Resistencia (ϕ)

	NTE E.060	ACI-05
Flexión. Sec. controladas por tracción	0.9	0.9
Columnas. Sec. controladas por compresión	0.70	0.65
	Estribos 0.75	0.70
Espirales		
Colum. con poca carga axial. Sec. de transición	Entre 0.7 y 0.9	Entre 0.65 y 0.9
Cortante y Torsión	0.85	0.75
Aplastamiento en el concreto	0.70	0.65
Concreto Simple	0.65	0.55

Factores de Reducción de Resistencia (ϕ)

- El ACI-05 ha reducido (salvo para flexión) los valores de ϕ . Con esto se espera, que con la modificación de los factores U, no se presenten reducciones importantes en los factores globales de seguridad.
- Reducir ϕ , conceptualmente es incorrecto.

Factores de Reducción de Resistencia (ϕ)

- ϕ debe tomar en cuenta: Variabilidad en la resistencia de los materiales, las tolerancias en dimensiones y colocación del acero, inexactitudes en las ecuaciones que predicen la resistencia.
- Nada de lo anterior ha variado. Al contrario, hoy en día es posible predecir con mayor precisión la resistencia de los elementos. Los controles sobre los materiales han mejorado. Conocemos mejor la variabilidad de los materiales.

En consecuencia no hay un fundamento para las reducciones en los factores ϕ adoptada por el nuevo ACI-05.

Capítulo 9 - Resistencia Requerida (U)

- Combinaciones Básicas

Cargas	NTE E.060 1989	NTE E.060 PROPUESTA	ACI-05
D, L	1.5D + 1.8L	1.4D + 1.7L	1.4D 1.2D + 1.6L
D, L, Viento	1.25(D+L±V) 0.9D ± 1.25V	1.25(D+L±V) 0.9D ± 1.25V	1.2D+1.0L ± 1.3V 0.9D ± 1.3V
D,L, Sismo	1.25(D+L ± S) 0.9D ± 1.25S	1.25(D+L) ± S 0.9D ± S	1.2D+1.0L ± 1.0S 0.9D ± 1.0S

- Recordando que:

$$f_s \approx \frac{M_{\text{servicio}}}{0.9 d A_s} \quad (\text{flexión})$$

- La reducción de los factores U puede conducir a que, bajo cargas de servicio, los esfuerzos en el acero (f_s) sean mayores ya que se requerirá menor área de acero. En consecuencia pueden presentarse problemas con la fisuración y las deflexiones por flexión bajo cargas de servicio.

Comparaciones - Resistencia Requerida (U)

- Cargas Verticales – Falla dúctil por Flexión

Asumamos $L = 0.5 D$ (alig. $h = 0.20$ s/c = 200)

- 1) NTE E.060 1989 $1.5 D + 1.8 L = 2.40 D$
- 2) NTE E.060 Propu. $1.4 D + 1.7 L = 2.25 D$
- 3) ACI 05 $1.2 D + 1.6 L = 2.00 D$

Propu / 1989 ≈ 0.94 (6% reducción en la Res. Req.)

ACI05 / Propu ≈ 0.89 (11% reducción en la Res. Req.)

ACI05 / 1989 ≈ 0.83 (17% reducción en la Res. Req.)

Comparación de los Factores de Seguridad Globales Falla por flexión - Cargas Verticales

$$F.S = (\alpha D + \beta L) \div \phi (D + L) \quad \phi = 0.9$$

L/D	NTE E-060 $\alpha = 1.5 \quad \beta = 1.8$	PROPU $\alpha = 1.4 \quad \beta = 1.7$	Reducción del F.S.
0	1.67	1.56	6.7%
0.5	1.78	1.67	6.3%
1.0	1.83	1.72	6.1%
1.5	1.87	1.76	6.0%

Comparación de los Factores de Seguridad Globales Falla por flexión - Cargas Verticales

$$F.S = (\alpha D + \beta L) \div \phi (D + L) \quad \phi = 0.9$$

L/D	PROPU $\alpha = 1.4 \quad \beta = 1.7$	<u>ACI-05</u> $\alpha = 1.2 \quad \beta = 1.6$ Min 1.4D	Reducción del F.S.
0	1.56	1.56	-
0.5	1.67	1.48	11.1%
1.0	1.72	1.56	9.7%
1.5	1.76	1.60	8.9%

Comparación de los Factores de Seguridad Globales Falla por cortante - Cargas Verticales

$$F.S = (\alpha D + \beta L) \div \phi (D + L) \quad \phi = 0.85 \text{ (NTE)}$$

L/D	NTE E-060 $\alpha = 1.5 \quad \beta = 1.8$	PROPU $\alpha = 1.4 \quad \beta = 1.7$	Reducción del F.S.
0	1.76	1.65	6.7%
0.5	1.88	1.76	6.3%
1.0	1.94	1.82	6.1%
1.5	1.98	1.86	6.0%

Comparación de los Factores de Seguridad Globales Falla por compresión - Cargas Verticales

$$F.S = (\alpha D + \beta L) \div 0.8 \phi (D + L) \quad \phi = 0.70 \text{ (NTE)}$$

$$Pu \text{ max} = \phi (0.8 Po)$$

L/D	NTE E-060 $\alpha = 1.5 \quad \beta = 1.8$	PROPU $\alpha = 1.4 \quad \beta = 1.7$	Reducción del F.S.
0	2.68	2.50	6.7%
0.5	2.86	2.68	6.3%
1.0	2.95	2.77	6.1%
1.5	3.00	2.82	6.0%

Comparación de los Factores de Seguridad Globales Falla por compresión - Cargas Verticales

$$F.S = (\alpha D + \beta L) \div 0.8 \phi (D + L) \quad \phi = 0.70 \text{ (NTE)}$$

$$Pu \text{ max} = \phi (0.8 Po) \quad \phi = \mathbf{0.65 \text{ (ACI)}}$$

L/D	PROPU. $\alpha = 1.4 \quad \beta = 1.7$	<u>ACI 05</u> $\alpha = 1.2 \quad \beta = 1.6$ MIN 1.4 D	Reducción del F.S.
0	2.50	2.69	-
0.5	2.68	2.56	4.3%
1.0	2.77	2.69	2.7%
1.5	2.82	2.77	1.9%

Propuesta para la Norma E-060

Resistencia Requerida (U)

Resumen Combinaciones Básicas

Cargas	Actual	Propuesta
D,L	$1.5D + 1.8L$	$1.4D + 1.7L$
D,L, Viento	$1.25 (D + L \pm V)$ $0.9D \pm 1.25V$	$1.25 (D + L \pm V)$ $0.9D \pm 1.25V$
D,L, Sismo	$1.25 (D+L \pm S)$ $0.9D \pm 1.25S$	$1.25 (D + L) \pm S$ $0.9D \pm S$

Para Sismo definido a nivel de Resistencia

Capítulo 9 – Resistencia Mínima

- Se ha dividido en dos grandes partes:
 Parte 1: Requisitos generales de Resistencia
 Parte 2: Requisitos Generales de Servicio

Capítulo 9 – Resistencia Mínima

- Se fija la Resistencia mínima del Concreto con fines estructurales en 175 kg/cm^2 .
- Concreto Estructural Simple 140 kg/cm^2 (Cap.22)
- Elementos con responsabilidad sísmica (Cap. 21)
 210 kg/cm^2
- Edificios de Muros de Ductilidad Limitada (Cap. 21)
 175 kg/cm^2

Capítulo 9 – Resistencia Máxima

- No se fija un valor máximo para f'_c .
- Salvo para elementos con responsabilidad sísmica (Cap. 21)

$$f'_c \text{ max} = 550 \text{ kg/cm}^2$$

Otras Normas también fijan un valor máximo para f'_c en elementos con responsabilidad sísmica por problemas de baja ductilidad (poca deformación de rotura)

Capítulo 9 – Resistencia de Diseño para el refuerzo de acero

- f_y, f_{yt} max. 5,500 kg/cm²
- Espirales f_{yt} max 7,000 kg/cm² (Cap.10)
- f_y, f_{yt} max. Cortante 4,200 kg/cm² (Cap. 11)
- f_y, f_{yt} max. Torsión 4,200 kg/cm² (Cap. 11)
- Elementos con responsabilidad sísmica (Cap. 21)
4,200 kg/cm²
- Edificios de Muros de Ductilidad Limitada (Cap. 21)
Se permiten mallas electrosoldadas



Agrietamiento en tabique por deflexión del elemento de soporte

Capítulo 9 - Deflexiones

	Espesor o peralte mínimo, h			
	Simple apoyo	Con un Extremo continuo	Ambos Extremos continuos	En voladizo
Elemento	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18.5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

Capítulo 9 - Deflexiones

Se mantiene la metodología del 89 para el cálculo de deflexiones. Lo mismo para las deflexiones máximas admisibles.

Capítulo 9 -

REFUERZO POR CAMBIOS VOLUMÉTRICOS

Barras Lisas	0.0025
Barras corrugadas con $f_y < 4,200$	0.002
Barras corrugadas $f_y \geq 4,200$	0.0018
Mallas Electrosoldadas $f_y \geq 4,200$	0.0018

Espaciamientos máximos:

$$S \leq 3t$$

$$S \leq 0.40 \text{ m}$$

Capítulo 9 -

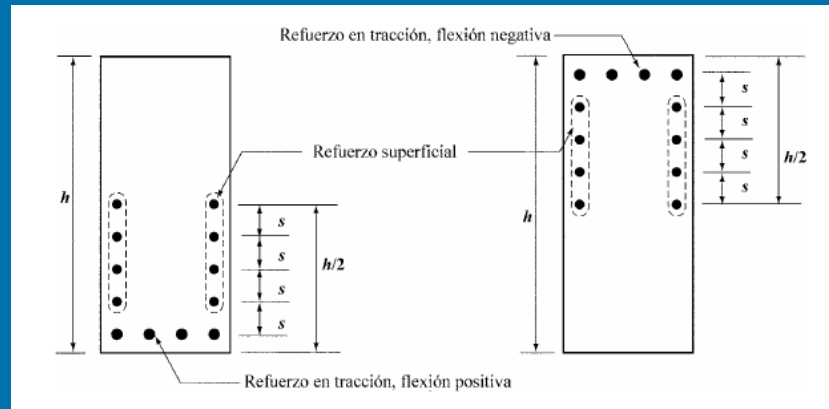
Distribución del Refuerzo en elementos en flexión

Se mantiene:

$$Z = f_s \sqrt[3]{dc} A_{ct}$$

$$z \leq 26,000 \text{ (valor único)}$$

Capítulo 9 - Acero repartido en el alma - Vigas de $h \geq 0.90$ m



Ask puede considerarse en los cálculos de resistencia en flexión

 $s \leq 0.30 \text{ m},$

$$s \leq 3800 (2500 / f_s) - 2.5 C_c$$

$s \leq 3000$ (2500 / fs)

Capítulo 10 – Flexión y Carga Axial

- No hay cambio en las hipótesis de diseño
- Se mantiene el concepto de Cuantía Balanceada y el límite de $0.75 \rho b$.

- Se considera a una sección como viga si

$$P_u < 0.1 f'_c A_g$$

- Se permite interpolar ϕ para cargas axiales bajas

Capítulo 10 – Acero Mínimo por flexión

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$$

- Para secciones rectangulares y T con el ala en compresión:

$$A_{s \min} = \frac{0,22\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$$

- Para losas estructurales y zapatas:

Acero mínimo por cambios volumétricos

Capítulo 10 - Vigas Pared

- Una sola definición $L_n \leq 4 h$
- Deben analizarse y diseñarse tomando en cuenta la distribución no lineal de deformaciones.
- El acero mínimo por flexión es el mismo que para vigas esbeltas.
- Las ecuaciones para evaluar la resistencia al corte proporcionada por el concreto (V_c) y el acero (V_s) son las del ACI 318-99 (sección 11.8).

Vigas Pared

- El diseño por cortante debe hacerse con el Capítulo 11

- Se fija un límite absoluto al cortante:

$$V_n \leq 2.7 (f'_c)^{1/2} b_w d$$

$$V_u \leq \phi 2.7 (f'_c)^{1/2} b_w d \quad \phi = 0.85$$

- Refuerzos mínimos verticales y horizontales:

$$A_v \geq 0.0025 b_w S_v \quad (S_v \leq d/5 \text{ ó } 0.30 \text{ m})$$

$$A_{vh} \geq 0.0015 b_w S_h \quad (S_h \leq d/5 \text{ ó } 0.30 \text{ m})$$

Capítulo 11 - Cortante y Torsión



Falla por cortante en columna (placa)





Falla por cortante en
columna con estribos.

Sismo San Fernando 71



Falla por cortante
en columna.

Sismo Moquegua
2001



Falla por corte en
vigas de
acoplamiento

Capítulo 11 - Cortante y Torsión

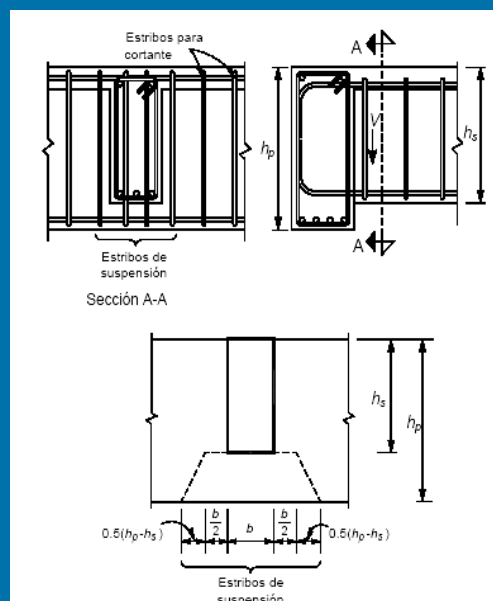
- Totalmente modificado
- Sin embargo, la metodología para el diseño por cortante no ha variado en esencia.

Capítulo 11 - Cortante y Torsión

- Cambio (incremento) en los estribos mínimos por cortante para concretos de alta resistencia.
- Cambios en Vigas pared.
- Estribos en losas.

Capítulo 11 - Cortante y Torsión

- Estribos adicionales en vigas que reciben a otras vigas

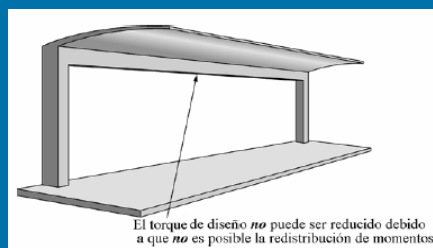
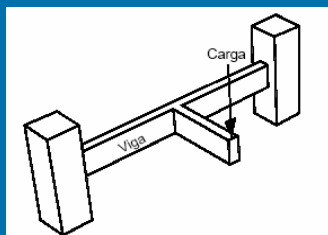


Capítulo 11 - Torsión

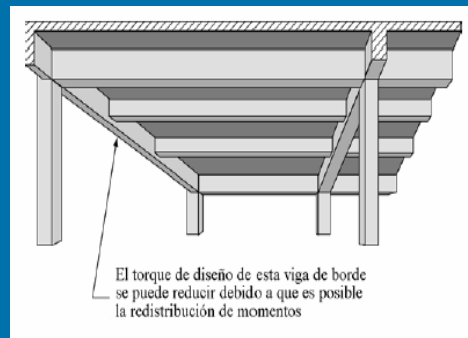
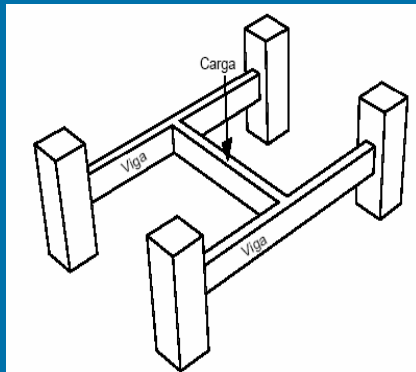
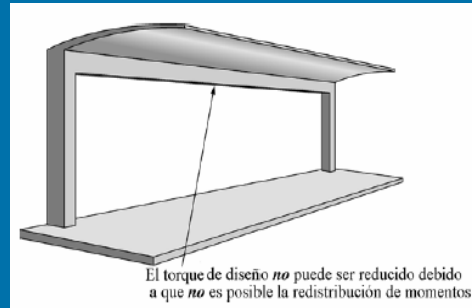
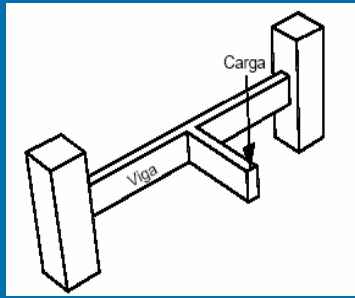
- Diseño por torsión Cambio total
- Cambio en los estribos mínimos por torsión.
- Torsión en secciones huecas.
- Influencia de Nu (tracción o compresión) en la resistencia a la torsión. Caso de columnas.

Capítulo 11 - Torsión

- Diseño por torsión Cambio total
- Cambio en los estribos mínimos por torsión.
- Torsión en secciones huecas.
- Influencia de Nu (tracción o compresión) en la resistencia a la torsión. Caso de columnas.



Capítulo 11 - Torsión



Capítulo 11 - Muros

- Acápites para fuerzas cortantes en el plano del muro

Capítulo 11 - Cortante en Losas

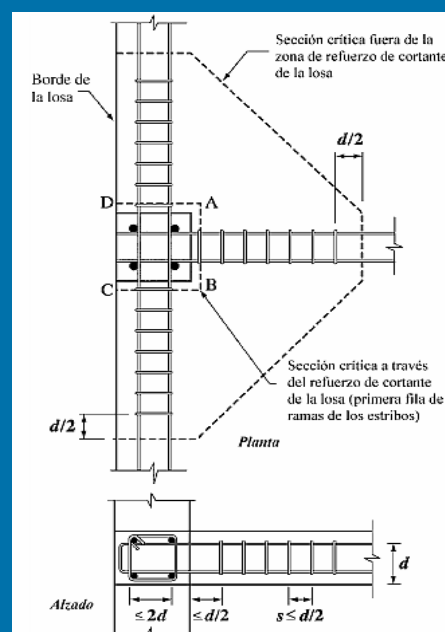
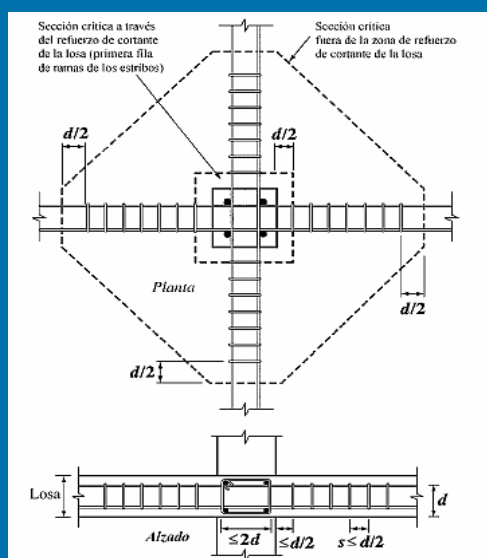
- Para corte en dos sentidos (punzonamiento) se permite el uso de refuerzo por corte en la forma de estribos simples o múltiples si:

$$d \geq 0.15 \text{ m}$$

$$d \geq 16 \text{ veces el diámetro del estribo}$$

- Los estribos deben estar anclados con ganchos estándar.
- Espaciamiento máximo de los estribos = $d/2$

Capítulo 11 - Cortante en Losas



Disposición de los estribos por corte en columnas interiores y exteriores

Capítulo 12 - Anclajes y Empalmes

- Los cambios importantes en el ACI se introdujeron en el 83, 89 y 95 .
- Las longitudes de anclaje en compresión y los ganchos no han variado.
- Donde hay diferencias importantes es en las longitudes de anclaje de barras rectas en tracción. Las longitudes especificadas por la actual Norma Peruana están basadas en el ACI-83.

Capítulo 12 - Anclajes y Empalmes

- Longitud de anclaje en tracción (barras rectas)

- Barras de 3/4" o menos

$$l_d = (\alpha\beta\lambda) \frac{f_y db}{6.63 \sqrt{f'_c}} \quad (cm)$$

- Barras de más de 3/4"
(25% mayor)

$$l_d = (\alpha\beta\lambda) \frac{f_y db}{5.3 \sqrt{f'_c}} \quad (cm)$$

α = Posición de la barra (1.0 ó 1.3)

β = Recubrimiento epóxico (1.0, 1.2, 1.5)

λ = Concreto de agregados ligeros (1.0, 1.3)

$l_d \geq 30 \text{ cm}$

- Longitud de anclaje en tracción (barras rectas)

$$f'_c = 210 \quad f_y = 4,200$$

Barra	NTE E-060	ACI
3/8"	0.30	0.40
1 /2"	0.32	0.55
5/8"	0.40	0.70
3 /4"	0.50	0.85
1"	0.90	1.40
1 3/8"	1.75	1.90

$$\alpha = 1.0 \quad \beta = 1.0 \quad \lambda = 1.0$$