

**REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE COLUMNAS CON LA ADICION DE
MURO PATIN**

MIGUEL ANTONIO RINCON AYALA

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICO MECANICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
ESPECIALIZACION EN ESTRUCTURAS
BUCARAMANGA
2006**

**REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE COLUMNAS CON LA ADICION DE
MURO PATIN**

MIGUEL ANTONIO RINCON AYALA

**Trabajo de grado para optar al título de
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS**

Director

RICARDO CRUZ HERNANDEZ

Doctor en Ciencias Técnicas.

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICO MECANICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
ESPECIALIZACION EN ESTRUCTURAS
BUCARAMANGA**

2006

CONTENIDO

	pág.
INTRODUCCIÓN	1
1. REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE COLUMNAS CON LA ADICIÓN DE MURO PATÍN	3
1.1 CONCEPTO GENERAL DE MÉTODOS DE REFUERZO	3
1.1.1 Edificios adecuados para refuerzo con Muros Patín	4
1.2 RESISTENCIAS OBJETO	5
1.3 PROYECTO DE REFUERZO	6
1.4 CONSTRUCCIÓN Y DETALLES DEL REFUERZO	8
1.4.1 Método de construcción de los Muros Patín	8
1.4.2 Detalles del Refuerzo	9
2. ANÁLISIS SÍSMICO EDIFICIO DE APARTAMENTOS SIN MURO PATÍN	11
2.1 DISEÑO SÍSMICO	12
2.2 CÁLCULO DE DERIVAS	18
2.3 MÉTODO DE LA SUPERFICIO DE FALLA BALANCEADA	19
2.4 FLEXIÓN SOBRE EL EJE Y	21
2.4.1 Ecuación de Superficie de Falla	24
2.5 DISPOSICIÓN DE LOS ESTRIBOS (NSR – 98 SEC C 7, 10, 3)	25
2.5.1 Flejes transversales y espirales	25

3. EJEMPLO DE REFUERZO EMPELANDO MUROS PATÍN	28
3.1 DEFINICIÓN DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DEL MURO PATÍN	28
3.2 RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE LA SECCIÓN COMPUESTA	29
3.3 CÁLCULO DEL REFUERZO DEL MURO PATÍN	29
3.4 CHEQUEO SECCIÓN TRANSFORMADA	30
3.4.1 Refuerzo asimétrico	30
3.4.2 Método de la carga inversa	32
3.5 CÁLCULO DE DERIVAS DE LA SECCIÓN COMPUESTA	41
3.5.1 Cálculo del Momento de Inercia que pasa por el centroide Sentido Eje X´.	42
3.5.2 Radio de Giro X´.	44
3.5.3 Módulo de la sección compuesta X´.	44
3.5.4 Cálculo del Momento de Inercia que pasa por el centroide sentido Eje Y´.	44
3.5.5 Radio de Giro Y	45
3.5.6 Módulo de la Sección Y	46
3.5.7 Módulo plástico Zx.	46
3.5.8 Área de cortante	46
3.5.9 Momento Polar de Inercia	46
3.5.10 Análisis dinámico sección 30x30 cm sin Muro Patín	47
3.5.11 Análisis dinámico sección con Muro Patín.	48
4. ANCLAJE DE VARILLAS AL CONCRETO CON MORTEROS ADHESIVOS.	50
4.1 INTRODUCCIÓN	50
4.2 SISTEMAS DE ANCLAJE	51
4.2.1 Sistemas pre-instalados	51

4.2.2 Sistemas post-instalados	51
4.3 COMPORTAMIENTO DEL SISTEMA DE ANCLAJES QUÍMICOS	52
4.3.1 Posibles cargas en Anclajes	53
4.3.2 Comportamiento de Anclajes en concreto sin fisurar	53
4.3.3 Comportamiento de Anclajes en concretos fisurados	56
4.4 CONSIDERACIONES DE DISEÑO DE ANCLAJES QUÍMICOS	59
4.4.1 Introducción	59
4.4.2 Aspectos operativos del Sistema de Anclaje	60
4.4.3 Materiales	62
4.4.4 Bases de diseño de anclaje de varillas	64
4.5 ESPECIFICACIONES PARA ANCLAJES QUÍMICOS	70
4.5.1 Especificaciones para adhesivos epóxicos	71
4.6 RESUMEN	72
5. CONCLUSIONES	74
BIBLIOGRAFIA	77
ANEXOS	78

LISTA DE CUADROS

	pág.
Cuadro 1. Coeficiente de Importancia NSR-98 Sec A.2,5	13
Cuadro 2. Coeficiente de Sitio, S (NSR – 98 Dec A.2.4)	14
Cuadro 3. Valores de Aa	14
Cuadro 4. Fuerza horizontal equivalente	15
Cuadro 5. Diseño sísmico de Edificios. Fuerza horizontal equivalente para edificios de máximo 5 pisos	17
Cuadro 6. Análisis Dinámico	18
Cuadro 7. Las fuerzas respectivas en el acero son:	22
Cuadro 8. Cálculo de área de la sección transversal compuesta para esfuerzos axiales	42
Cuadro 9. Análisis dinámico espectral	49

LISTA DE FIGURAS

		pág.
Figura 1.	Detalle mecanismo de falla	8
Figura 2.	Detalle de aceros de refuerzo	10
Figura 3.	Plano X-Z de Edificio de cuatro niveles	11
Figura 4.	Plano Y-Z del Edificio de cuatro niveles	11
Figura 5.	Plano X-Y del Edificio de cuatro niveles	12
Figura 6.	Espectro de diseño (NS-98 Sec A.2.6)	12
Figura 7.	Resultado de Análisis del SAP	19
Figura 8.	Superficie de falla balanceada	21
Figura 9.	Comportamiento de falla	25
Figura 10.	Reglas para la distribución de flejes	26
Figura 11.	Refuerzo empleando Muros Patín	28
Figura 12.	Refuerzo del Muro Patín	31
Figura 13.	Refuerzo Asimétrico	32
Figura 14.	Columna reforzada de 12x20 pulgadas	35
Figura 15.	Columna reforzada con ocho barras No. 8 y cuatro No. 7	37
Figura 16.	Diagrama de interacción de la resistencia de columnas de sección rectangular con barras en las cuatro caras y $\gamma=0,60$	38

Figura 17.	Diagrama de interacción de la resistencia de columnas de sección rectangular con barras en las cuatro caras y $\gamma=0,75$	39
Figura 18.	Sección transversal compuesta	41
Figura 19.	Derivas sección 30x30 sin Muro Patín	47
Figura 20.	Derivas sección transformada Muro Patín	48

LISTA DE ANEXOS

	pág.
Anexo A	79
Figura 1.	79
Figura 2.	79
Figura 3.	79
Figura 4.	80
Figura 5.	80
Figura 6.	81
Figura 7.	81
Figura 8.	82
Figura 9.	82
Figura 10.	83
Figura 11.	83

RESUMEN

TITULO: “REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE COLUMNAS CON LA ADICIÓN DE MURO PATÍN”.*

AUTOR: RINCÓN AYALA, Miguel Antonio.**

PALABRAS CLAVES: ANCLAJES POSTINSTALADOS, MORTEROS ADHESIVOS, REFUERZO DE CONEXIÓN, RESISTENCIA DE ADHERENCIA.

DESCRIPCIÓN:

En la práctica cada vez más son efectuadas conexiones entre elementos de concreto reforzado con varillas de refuerzo postinstaladas con un mortero adhesivo en huecos perforados en el concreto existente. Existen en la práctica de diseño criterios diversos respecto al cálculo del anclaje de las varillas y la tendencia es usar longitudes de anclaje pequeñas, mucho menores a las que normalmente exigen los códigos de diseño de concreto reforzado (DIN1045/EC2/NSR-98).

El objetivo es dar información sobre el comportamiento de anclajes postinstalados con morteros adhesivos y criterios de diseño de varillas ancladas al concreto. Usando morteros apropiados no hay diferencia significativa en la capacidad de carga de una conexión con respecto a refuerzo preinstalado. (Excepciones: fisuras longitudinales, refuerzo transversal insuficiente, temperatura) Diseño de anclaje de varillas simplificado: dimensionado de las longitudes de traslapo según DIN1045/EC2/NSR-98. Con estas longitudes se garantiza falla del acero o falla dúctil. Diseño de anclaje de varillas más exacto.

Las características geométricas existentes son tenidas en cuenta y no las distancias mínimas entre ejes y al borde dadas por los códigos de concreto reforzado: menores longitudes de anclaje y traslapo. La resistencia de adherencia depende de la limpieza del hueco, especialmente en concreto húmedo. Anclaje de varillas sin refuerzo de conexión solo se permite en varillas a compresión. Anclajes con longitudes de anclaje pequeñas, menores a aproximadamente $15 d_s$, y sin refuerzo de conexión se comportan como anclajes adheridos y deben diseñarse como tal. En tal caso la falla puede ser dúctil o frágil.

No puede generalizarse el diseño de un sistema de anclaje; según el caso el diseñador analizará el comportamiento del sistema de anclaje y de acuerdo a esto efectuar el diseño, elección del personal de obra, el uso de equipos especiales, de adhesivos que cumplen especificaciones para el caso de anclajes estructurales.

* Trabajo de Grado.

** Facultad de Ingenierías Físico Mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil, Especialización en Estructuras. CRUZ HERNANDEZ, Ricardo.

ABSTRACT

TITLE: "STRUCTURAL REINFORCEMENT OF COLUMNS WITH THE ADDITION OF FLANGE WALL".*

AUTHOR: RINCÓN AYALA, MIGUEL ANTONIO.**

KEYWORDS: POST-INSTALLED ANCHORING, ADHESIVE MORTARS. CONNECTION REINFORCEMENT. ADHERENCE STRENGTH

DESCRIPTION:

Connections between reinforced concrete elements and post-installed reinforcing rods in an adhesive mortar in holes drilled in the existing concrete are conducted and completed in the practice with more frequency each time. Design practice includes diverse criteria regarding anchoring calculation of rods. The current trend is to utilize small anchoring lengths, much less to the lengths normally demanded by reinforced concrete design codes (DIN1045/EC2/NSR-98).

The objective is to provide information about the behavior of post-installed anchoring with adhesive mortars and design criteria for anchored rods into the concrete. No significant differences in load capacity of a connection regarding a pre-installed reinforcement has been observed using the appropriate mortars (exception: longitudinal fissuring, insufficient transversal reinforcement, temperature). Simplified anchoring design of rods: dimensioning of overlap according to DIN1045/EC2/NSR-98. These lengths ensure steel fault or ductile fault. Design of a more accurate rod anchoring.

Geometric characteristics are considered and not the minimum distances between axis and the edge given by the reinforced concrete codes: less anchoring and overlap lengths. Adherence strength depends on hole cleanness, specially in wet concrete. Anchoring of rods without connection reinforcement is only allowed in compression rods. Small – length anchoring of approximately $15 d_{s1}$, without connection reinforcement, behave as adhered anchoring and must be designed as such. In this case, faults can be ductile or fragile.

Design of an anchoring system cannot be generalized. According to the case, designers analyze the behavior of the anchoring system and, based on that, proceed to design, select work personnel, utilization of special equipment and adhesives conforming to the specifications for structural anchoring.

* Graduation Work.

** Faculty of Physical and Mechanical Engineering. School of Civil Engineering. Specialization Degree in Structures. CRUZ HERNANDEZ, Ricardo.

INTRODUCCIÓN

Se deben conectar muros patín, que no se puedan tomar como muros estructurales, a las columnas para mejorar la resistencia de la columna así como la resistencia del edificio.

Este procedimiento consiste en la adición de muros estructurales relativamente pequeños junto a las columnas de la estructura existente, es decir, tienen la finalidad de trabajar monolíticamente como refuerzo de la columna existente para mejorar las características de comportamiento de la estructura ante la incidencia de sismo.

Respecto a este procedimiento de refuerzo de estructuras, a la fecha se conocen principalmente el procedimiento en el que el concreto del muro es colado en sitio, existen dos clasificaciones, aquellos donde la unión entre el muro patín y la estructura existente se logra por medio de soldar el refuerzo del muro al de la columna existente, y el procedimiento donde se emplea la unión por medio de anclas post-construcción que son la analizadas para nuestro trabajo de reforzamiento.

Según resultados, las resistencias reportadas de los sistemas columna – muro patín presentará algunas diferencias en función de las características mecánicas y geométricas de los elementos; sin embargo para muros patín con longitud similar al peralte de la columna, la capacidad última de los mismos tienen la posibilidad de incrementarse de dos a tres veces aquélla que tenían antes del refuerzo.

Las condiciones y características de comportamiento de muros patín empleados como refuerzo de columnas existentes, presentará variaciones dependiendo del método de unión del muro con la columna. Cuando se emplea un procedimiento en el que se demuela parte de la columna existente y se logra un anclaje directo y suficiente del refuerzo del muro patín con el refuerzo de la columna existente, y parte del concreto de la columna se vuelve a colar monolíticamente con el muro patín, puede esperarse que el comportamiento y la capacidad última será prácticamente la misma que el que se obtiene para un elemento columna – muro patín monolítico.

1. REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE COLUMNAS CON LA ADICION DE MURO PATIN

Al realizar el proyecto de refuerzo, se debe determinar claramente la capacidad objeto del edificio ante el sismo de diseño, y se considerara como principio básico de refuerzo decidiéndose la resistencia rigidez y ductilidad de objeto. Seleccionando el método más adecuado de refuerzo para la meta de refuerzo, decidiéndose la parte de la estructura o elementos estructurales que deben mejorarse.

1.1 CONCEPTO GENERAL DE METODOS DE REFUERZO.

Para mejorar la capacidad ante sismo de edificios, existen los siguientes métodos en general

- Aumentar resistencia (Construcción de muros adicionales colados en sitio).
- Aumentar ductilidad (Reforzamiento de columnas con mallas electro soldadas y mortero o concreto).
- Mejorar distribución de rigideces (combinación de métodos de refuerzo anteriores).
- Reducir el peso propio (Reducir la fuerza sísmica demoliendo el concreto de recubrimiento en azotea o reduciendo el peso de muros no estructurales).

1.1.1 Edificios adecuados para refuerzo con muros patín: Este método de refuerzo es adecuado para edificios cuyas columnas presentan principalmente un mecanismo de falla por cortante y cuyas vigas tienen suficiente resistencia; También se pueden aplicar a los edificios con poca ductilidad, aunque cuyas columnas exhiban principalmente mecanismos de falla por flexión, o edificios que tiendan a sufrir grandes deformaciones aunque su ductilidad se haya mejorado. Este método de refuerzo es adecuado para marcos con grandes claros, ya que se reduce el claro interior de viga después de construir muros patín.

Se deben conectar muros patín, que no se pueden tomar como muros estructurales, a las columnas para mejorar la resistencia y rigidez de la columna así como la resistencia del edificio.

Este procedimiento consiste en la adición de muros estructurales relativamente pequeños junto a las columnas de la estructura existente, es decir tienen la finalidad de trabajar monolíticamente como refuerzo a la columna existente para mejorar las características de comportamiento de la estructura ante la incidencia de sismo.

Respecto a este procedimiento de refuerzo de estructuras existentes, a la fecha se conocen principalmente el procedimiento en el que el concreto del muro es colado en sitio y el procedimiento donde el muro patín es prefabricado; sin embargo el primero de ellos es el más usado a la fecha y al cual nos dedicaremos en el presente trabajo.

También dentro de este procedimiento, existen dos clasificaciones, aquellos donde la unión entre el muro patín y la estructura existente se logra por medio de soldar el refuerzo del muro a la de la columna existente, y el procedimiento donde se emplea la unión por medio de anclas post-construcción. Según resultados experimentales, las resistencias reportadas de los sistemas columna – muro patín

presentará algunas diferencias en función de las características mecánicas y geométricas de los elementos; sin embargo para muros patín con longitud similar al peralte de la columna, la capacidad última de los mismos tiene la posibilidad de incrementarse de dos a tres veces aquella que tenían antes del refuerzo.

1.2 RESISTENCIAS OBJETIVO.

Resistencia objetivo del edificio reforzado. Existen dos métodos de mejoramiento de objetivo de comportamiento ante sismo para el refuerzo con muros patín.

- Se mejora el índice de resistencia y rigidez.
- Se aumenta el índice de ductilidad.

Resistencia objetivo de las columnas con muro patín. El objeto de colocar un muro patín a una columna es aumentar la resistencia y rigidez de la columna controlando en ancho y espesor del muro patín adicional.

De resultados experimentales en elementos columnas – muro patín monolíticos (colados conjuntamente de origen) se concluye que los mecanismos de falla pueden ser por flexión con aplastamiento del muro patín en compresión, y por cortante; en cualquiera de los dos casos, la capacidad de la columna con muro patín será superior a la de columna individual. Cuando se tienen muros patín con espesor suficiente de $\frac{1}{2}$ la dimensión de la columna, podrá esperarse comportamiento dúctil en el elemento.

Las condiciones y características de comportamiento de muros patín empleado como refuerzo de columnas existentes, presentará variaciones dependiendo del método de unión del muro con la columna. Cuando se emplea un procedimiento

en el que se demuela parte de la columna existente y se logra anclaje directo y suficiente del refuerzo del muro patín con el refuerzo de la columna existente, y parte del concreto de la columna se vuelve a colocar monolíticamente con el muro patín, puede esperarse que el comportamiento y la capacidad última será prácticamente la misma que el que se obtiene para un elemento columna – muro patín monolítico. Sin embargo cuando se hace la unión entre los elementos por medio de anclas post – construcción y se presenta anomalía en el comportamiento de las mismas el elemento reforzado presentará degradación de rigidez, y el mecanismo de transferencia de fuerzas laterales sufrirá modificaciones importantes respecto al del elemento monolíticamente colado. En ese caso, por lo general el muro patín se comporta como un elemento diagonal en compresión y reporta un incremento de la resistencia del elemento.

El mecanismo de transferencia de carga de la columna y muros patín, obviamente presentará variaciones dependiendo del procedimiento de construcción elegido. Finalmente, el refuerzo de sistemas estructurales usando muros patín en columnas presenta dos filosofías de comportamiento. Una donde el mecanismo es de carga con poca capacidad de deformación, y otra con formación de articulaciones plásticas en las vigas del sistema de marcos con gran capacidad de deformación esperada. En cualquiera de los casos, se parte de la premisa de un incremento de la resistencia de la columna original, por lo que será necesario proponer longitudes y espesores de muros patín suficiente para lograr el objetivo de resistencia de refuerzo.

1.3 PROYECTO DE REFUERZO

Edificios adecuados para el refuerzo. Este tipo de refuerzo es adecuado para los edificios cuyas columnas pueda desarrollar un mecanismo de falla por cortante que resisten una gran parte de la fuerza cortante, y cuyas vigas tienen resistencias

suficientes. De este modo, el aumento en la resistencia de las columnas es muy efectivo para incrementar la resistencia del edificio.

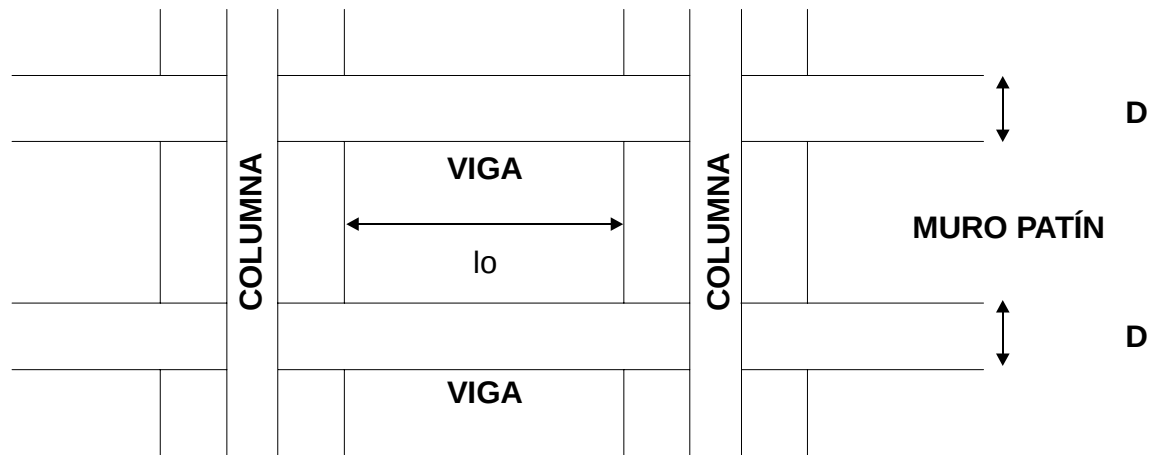
Los muros patín disminuyen el claro interior de las vigas existentes. Para lograr la ductilidad objetivo, se necesita asegurar la formación de articulaciones en las vigas aunque disminuyan sus claros. Por lo tanto, este tipo de refuerzo es adecuado para edificios con claros largos.

Elementos para reforzar. Se necesitan conectar los muros patín a la mayoría de las columnas del edificio, ya que el objeto principal de este refuerzo es aumentar las resistencias de las columnas. Por lo tanto, es importante colocar los muros patín considerando la distribución de rigideces verticales y horizontales para que no existan excentricidades grandes de rigideces o resistencia entre los marcos.

Cuando se cambia el mecanismo de falla al mecanismo de falla en vigas, la relación del claro interior de la viga (l_o) y su peralte (D), l_o / D , se recomienda ser mayor que cuatro (4).

La inspección para verificar si se presentará fluencia por flexión en el extremo de la viga se realiza como se indica.

Figura 1. Detalle Mecanismo de falla.



1.4 CONSTRUCCIÓN Y DETALLES DEL REFUERZO

1.4.1 Método de construcción de los muros patín. Se pueden clasificar en dos tipos:

- Se cuela el muro patín en sitio
- Se usa un muro patín prefabricado

En el método 1 existen dos tipos de conexiones:

- Conexión con varillas del muro patín soldadas a varillas del elemento estructural existente.
- Conexión con anclas post – construcción.

En el método 2 las conexiones son siempre con anclas.

En la conexión con varillas soldadas, se colocan los aceros transversales del muro patín junto con estribos de columna, y se suelda uno a otro; en consecuencia,

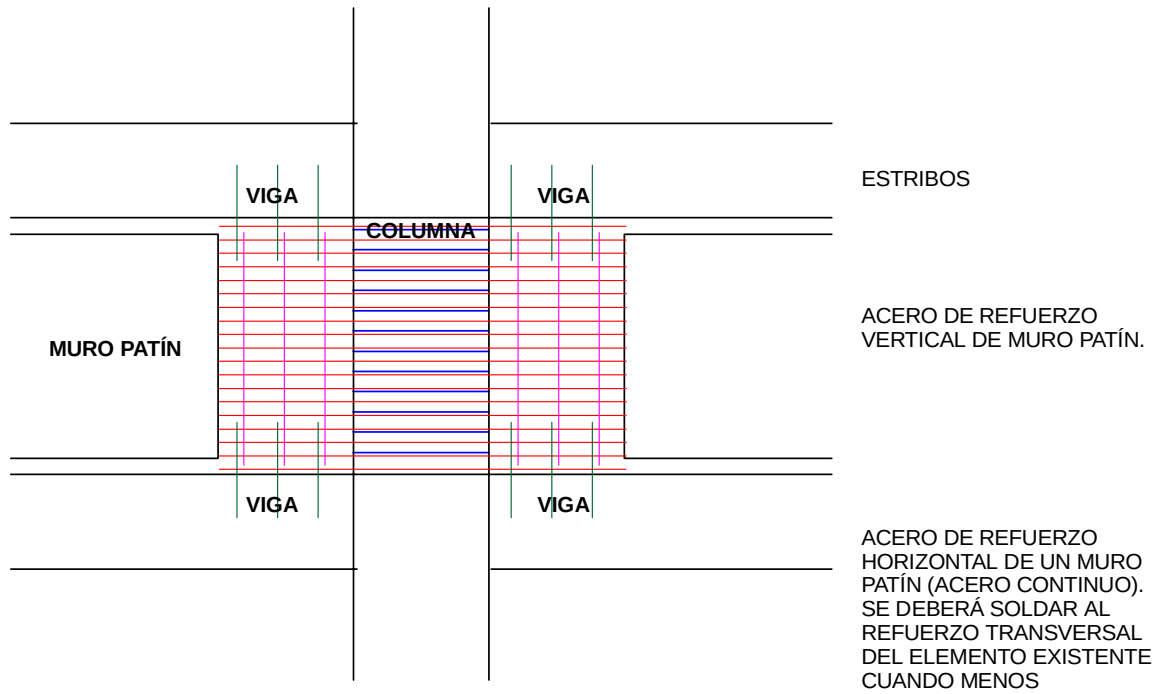
existe excentricidad del eje neutro del muro patín con respecto al eje neutro de la columna.

En la conexión con anclas se puede colocar el muro patín en donde se pueda; sin embargo, se recomienda ajustar los ejes neutros del muro patín y la columna.

1.4.2 Detalles del Refuerzo. Se recomienda diseñar los muros patín de refuerzo de acuerdo con los siguientes puntos:

- Generalmente se colocan los muros patín simétricamente en dos lados de la columna.
- Cuando se cuela el concreto de los muros patín, la longitud mínima de un muro patín (L) es mayor que la mitad de la profundidad de la columna (D) y que 50 CMS , y la longitud máxima del mismo es menor que el doble de la profundidad de la columna (D) . El espesor (t) debe ser mayor que $1/3$ del ancho de la columna y que 20 CMS.
- Cuando se usan muros patín prefabricados, la relación de la longitud de un muro patín (L) y su altura interior (h_o) , L / h_o , debe ser mayor que $1/3$, y L debe ser mayor que 80 cms, el espesor (t) debe ser mayor que 15 cm.
- La cantidad de acero vertical (p_{sv}) y horizontal (p_{sh}) de muro patín debe ser mayor que 0.25 % (0.0025).
- La reglamentación sobre la colocación de anclas se presentara más adelante
- Cuando se coloca el concreto de muro patín en sitio, se recomienda aumentar el recubrimiento en el lado de la columna donde se ha retirado su recubrimiento.

Figura 2. Detalle de Aceros de Refuerzo.



2. ANALISIS SISMICO EDIFICIO DE APARTAMENTOS SIN MURO PATIN

Como se muestra en las Figura 3, 4 y 5 es un edificio de cuatro niveles con la planta vista desde los diferentes planos.

Figura 3. Plano X-Z del edificio de cuatro niveles.

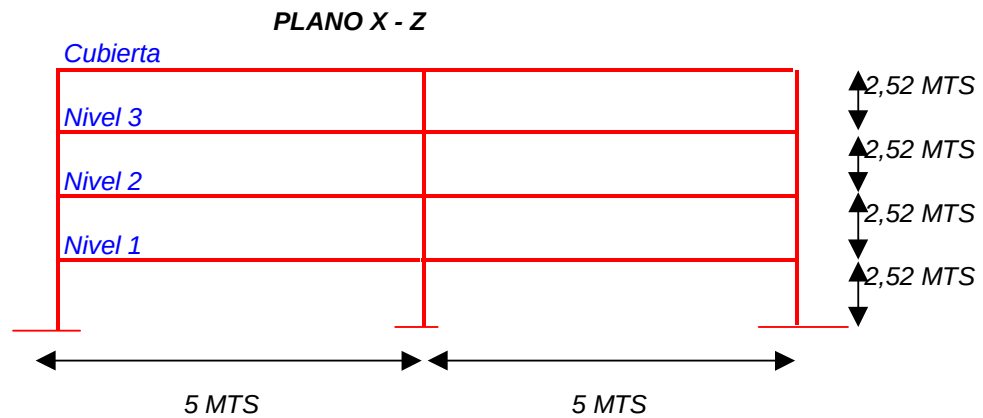


Figura 4. Plano Y-Z del edificio de cuatro niveles.

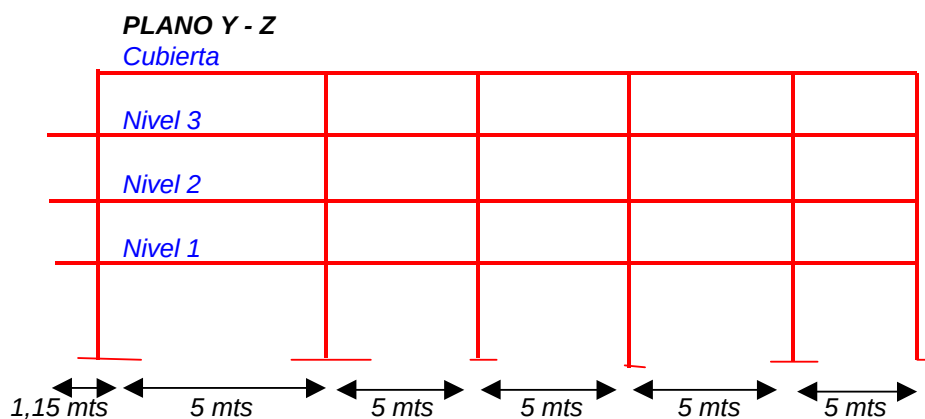
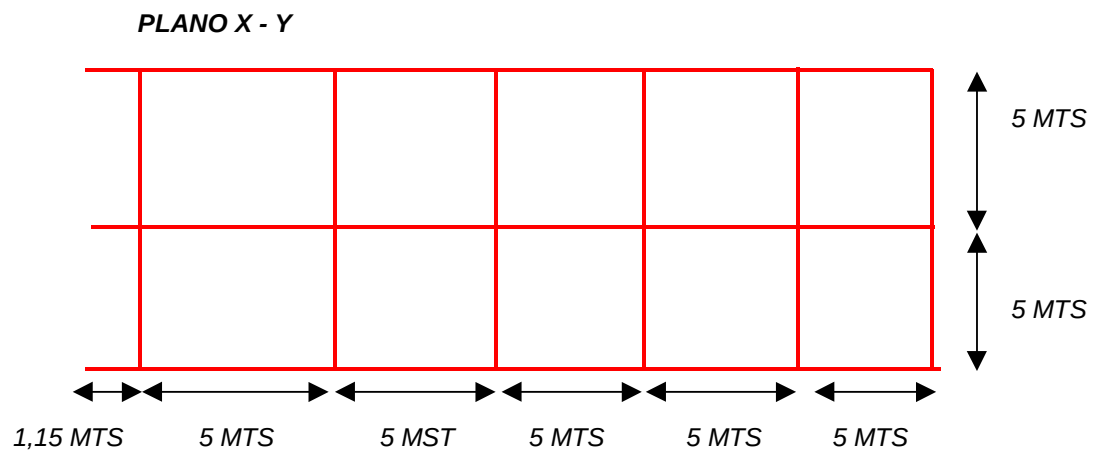
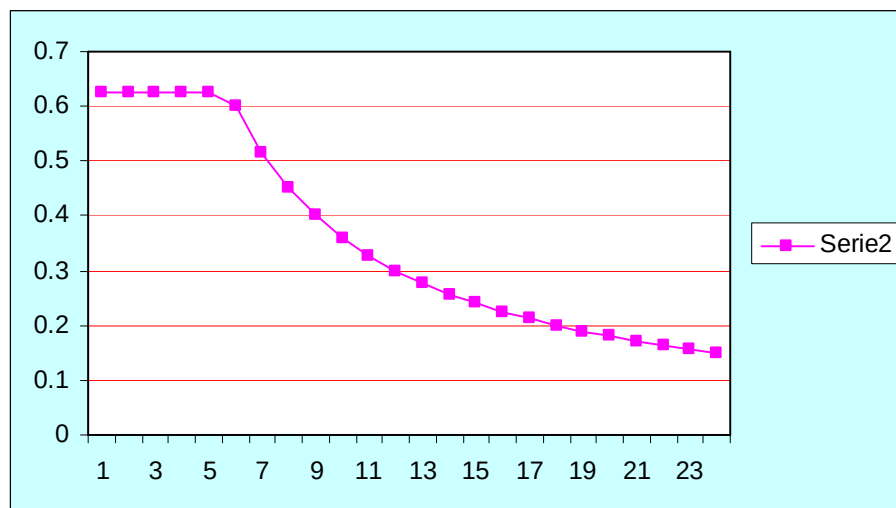


Figura 5. Plano X-Y del edificio de cuatro niveles.



2.1 DISEÑO SISMICO.

Figura 6. Espectro de Diseño (NS -98 SecA.2.6).



$$S_a = 2,5 \cdot A_a \cdot I$$

$$T_o = 0,30S$$

$$S_a = 1,2 \cdot A_a \cdot I / T$$

$$T_c = 0,48S$$

$$S_a = A_a \cdot I / 2$$

$$T_l = 2,4S$$

- Aa** = Coeficiente que representa la aceleración pico efectiva, para diseño
- I** = Coeficiente que mide la importancia de la edificación para la comunidad.
- S** = Coeficiente de Sitio
- T** = Periodo de vibración del sistema elástico, en segundos.
- Tc** = Periodo correspondiente a la transición entre la zona de aceleraciones constante del espectro de diseño, para periodos cortos, y la parte descendente del mismo.
- Ti** = Periodo de diseño, en segundos, correspondiente al inicio de la zona de aceleración constante del espectro de diseño, para periodos largos.
- Sa** = Valor del espectro de aceleraciones de diseño para un periodo de vibración dado. Máxima aceleración horizontal de diseño, expresada como porcentaje de la gravedad para un sistema de un grado de libertad con un periodo de vibración T.

Cuadro 1. Coeficiente de Importancia NSR – 98 Sec A.2,5.

	<i>Grupo de Uso</i>	<i>Coeficiente de Importancia</i>
<i>Edificaciones Indispensables (Hospitales, centrales telefónicas,)</i>	<i>IV</i>	<i>1.3</i>
<i>Edificaciones de atención ala comunidad (Bomberos, defensa civil, policia,)</i>	<i>III</i>	<i>1.2</i>
<i>Estructuras de ocupación especial (Guarderías, escuelas, colegios)</i>	<i>II</i>	<i>1.1</i>
<i>Estructuras de ocupación normal.</i>	<i>I</i>	<i>1</i>

Cuadro 2. Coeficiente de Sitio, S (NSR – 98 Dec A.2.4).

Este coeficiente depende del perfil del suelo en el sitio donde se ha de construir la edificación.

<i>TIPO DE PERFIL DEL SUELO</i>	<i>COEFICIENTE DE SITIO</i>
<i>S1</i>	<i>1</i>
<i>S2</i>	<i>1.2</i>
<i>S3</i>	<i>1.5</i>
<i>S4</i>	<i>2</i>

Cuadro 3. Valores de Aa.

<i>Ciudad</i>	<i>Aa</i>	<i>Z.Amenaza Sismica</i>
<i>Armenia</i>	<i>0.25</i>	<i>Alta</i>
<i>Barranquilla</i>	<i>0.1</i>	<i>Baja</i>
<i>Bogotá D.C</i>	<i>0.2</i>	<i>Intermedia</i>
<i>Bucaramanga</i>	<i>0.25</i>	<i>Alta</i>
<i>Cali</i>	<i>0.25</i>	<i>Alta</i>
<i>Cartagena</i>	<i>0.1</i>	<i>Baja</i>
<i>Cúcuta</i>	<i>0.3</i>	<i>Alta</i>
<i>Ibagué</i>	<i>0.2</i>	<i>Intermedia</i>

Cuadro 4. Fuerza horizontal equivalente.

CUADRO DE AREAS POR PLACA							
<i>Placa</i>	<i>A_{total} m²</i>	<i>A_{vacios} m²</i>	<i>A_{escaleras} m²</i>	<i>A_{neta} m²</i>	<i>A_{vigas} m²</i>	<i>A_{placa} m²</i>	<i>A_{caseton} m²</i>
1er	270.89	0.00	5.91	264.98	42.21	222.768	154.77
2do y 3er	270.89	7.55	5.91	257.42	42.21	215.214	154.77
cubierta	259.05	0.00	0.00	259.05	40.77	218.275	152.77
1	plca sup	26732.16	torta 5cms*Aplaca*2400 kg/m3 altura vigueta *(Aplaca-Acasetón)*2400 kg/m3 Acaseton*25 kg/m2 espesor torta 2cms*Area caseton*1800 kg/m3 Area neta*50 kg/m2 Peso en kgr				
	vgtas	57118.32					
	aligeram	3869.25					
	torta inf	5571.72					
	acab	13248.9					
		106540.35					
2 y 3	plca sup	25825.68					
	vgtas	50772.96					
	aligeram	3869.25					
	tota inf	5571.72					
	acab	12871.2					
		98910.81					
cubierta	plca sup	26193					
	vgtas	47165.04					
	aligeram	3819.2					
	tota inf	5499.648					
	acab	12952.25					
		95629.138					

PESO DE LAS PLACAS

1er	106540.35
2do y 3er	98910.81
cubierta	95629.138

COLUMNAS

<i>Placa</i>	<i>Sección b x h</i>	<i>area m²</i>	<i>Longitud m</i>	<i>No de columnas</i>	<i>Volumen</i>	<i>peso espec kg/m³</i>	<i>peso kg</i>
1er	0,30 x 0,30	0.09	2.52	18	4.082	2400	9797.76
2do y 3er	0,30 x 0,30	0.09	2.52	18	4.082	2400	9797.76
cubierta	0.30x0.30	0.09	2.52	18	4.082	2400	9797.76

VIGAS

Placa	Sección b x h	area m ²	longitud total m	Volumen m ³	p espec kg/m ³	peso kg
1er	0,30 x 0,40	0.1225	78.9	9.665	2400	23196.6
	0,30 x 0,35	0.105	61.8	6.489	2400	15573.6
	0,20 x 0,35	0.07	10	0.700	2400	1680
				W vigas 1er piso =		40450.2
2do y 3er	0,30 x 0,40	0.12	78.9	9.468	2400	22723.2
	0,30 x 0,35	0.105	61.8	6.489	2400	15573.6
	0,20 x 0,35	0.07	10	0.700	2400	1680
				W vigas 2do y 3er piso =		39976.8
cubierta	0,30*0,30	0.09	75.45	6.7905	2400	16297.2
	0,30*0,30	0.09	61.8	5.562	2400	13348.8
				W vigas cubierta piso =		29646

MUROS Y ACABADOS

Placa	Tipo	Long Total muros m	Area Muros m2	Area Vent m2	Volumen m3	peso espec kg/m3	peso kg
1er	MSV (0,10m*2,3m)	78.9	181.47	4.725	17.6745	1300	22976.85
	MI (0,10m*2,3m)	30.6	70.38	2.7	6.768	1300	8798.4
					W muros 1^{er} piso =		31775.25
2do 3er	MSV (0,10m*2,3m)	78.9	181.47	12.285	16.9185	1300	21994.05
	MI (0,10m*2,3m)	30.6	70.38	1.35	6.903	1300	8973.9
					W muros 2^{do} piso =		30967.95

PRIMER PISO

W placa	106540.35
Wcolumnas	9797.76
Wvigas	40450.20
Wmuros	31371.60
Wprimer piso	188159.91

Kgf

SEGUNDO PISO

W placa	98910.81
Wcolumnas	9797.76
Wvigas	39976.8
Wmuros	31371.6
Wprimer piso	180056.97

Kgf

TERCER PISO	
W placa	98910.81
Wcolumnas	9797.76
Wvigas	39976.8
Wmuros	31371.6
Wprimer piso	180056.97

Kgf

PLACA CUBIERTA	
W placa	95629.138
Wcolumnas	4898.88
Wvigas	29646
Wmuros	30967.95
Wprimer piso	161141.968

Kgf

Cuadro 5. Diseño sísmico de edificios. Fuerza horizontal equivalente: para edificios de máximo 5 pisos.

ZONA DE AMENAZA SISMICA ALTA
 ALTURA DEL EDIFICIO
 ACELERACION PICO EFECTIVA A_a
 COEFICIENTE DE IMPORTANCIA I
 COEFICIENTE DE SITIO S
 R

10.08
0.25
1
1.2
7

NIVEL	AREA m ²	IY m	IX m	Hi m	Hi ^k m	Wi ton	Wi*Hi ^k
Cubierta	259.05	2290.174	13654.316	10.08	10.08	161.142	1624.31
3	270.89	2394.893	15614.325	7.56	7.56	180.057	1361.23
2	270.89	2394.893	15614.325	5.04	5.04	180.057	907.49
1	270.89	2394.893	15614.325	2.52	2.52	188.160	474.16
	1071.72					709.42	4367.19

NIVEL	Cv	Fi	Vi
		ton	ton
Cubierta	0.372	29.08	29.08
3	0.312	24.37	53.46
2	0.208	16.25	69.71
1	0.109	8.49	78.20

$$T_a \leq 0,5S \quad K=1$$

T0	TC	TL
0.300	0.576	2.88

IRREGULARIDADES	
θ_a	0.9
θ_p	0.9

Ta	K	Sa
0.453	1.000	0.625

Vs (Ton)
78.20

2.2 CÁLCULO DE DERIVAS.

Desplazamiento total del nodo: = $(U_x^2 + U_y^2)^{1/2}$

Cuadro 6. Análisis Dinámico.

	Ux	Uy	Desp Total
Primer piso	0.027	0.0261	0.0375
Segundo piso	0.0632	0.0529	0.0824
Tercer piso	0.0904	0.0722	0.1156
Cubierta	0.1035	0.088	0.135

$h =$ 2.52 mts
 $\Delta =$ 0.0252 mts Permitido

FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE

NIVEL	Δ	Δ
1	0.02457	0.02457
2	0.05116	0.02659
3	0.06727	0.01611
4	0.07485	0.00758

OK

NO CUMPLE

OK

OK

ANALISIS DINAMICO ESPECTRAL

NIVEL	Δ	Δ
1	0.0375	0.0375
2	0.0824	0.0449
3	0.11560	0.03320
4	0.13500	0.01940

No Cumple

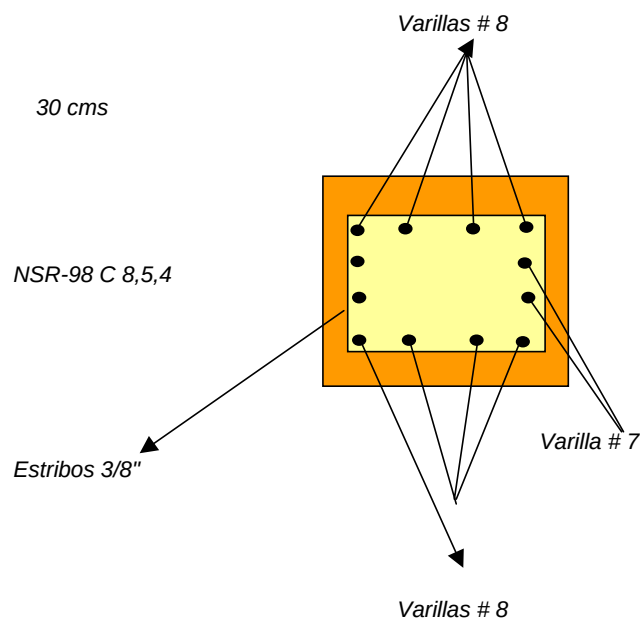
No Cumple

No Cumple

OK

Figura 7. Resultado de Análisis del SAP.

$L =$ 2.52 Mts
 $\text{Sección} =$ 30 x 30 Cms
 $F_y =$ 4200 Kg / cms ² 30 cms
 $f_c =$ 210 Kg / cms ²
 $P_u =$ 115.04 Toneladas
 $V_u =$ 15.276 Toneladas
 $M_2 =$ 7.21 Ton - mt
 $M_3 =$ 6.3 Ton - mt
 $E_s =$ 2000000 Kg / cms ² NSR-98 C 8,5,4
 $b =$ 30 cms
 $h =$ 30 cms
 $A_s =$ 53.66 cm²



2.3 MÉTODO DE LA SUPERFICIE DE FALLA BALANCEADA.

La línea de falla del diagrama de interacción se divide en un intervalo de falla a compresión y en un intervalo de falla a tensión. En este momento es útil definir el modo de falla balanceada y su excentricidad correspondiente e_b , con la carga P_b

y el momento M_b que actúan en combinación para producir una falla, en la cual el concreto alcanza su deformación límite (ϵ_u) en el mismo instante en que el acero a tensión, en el lado alejado de la columna, logra su deformación de fluencia. Este punto en el diagrama de interacción es el divisorio entre la falla a compresión (excentricidades pequeñas) y la falla a tensión (excentricidades grandes). Los valores de P_b y M_b pueden calcularse.

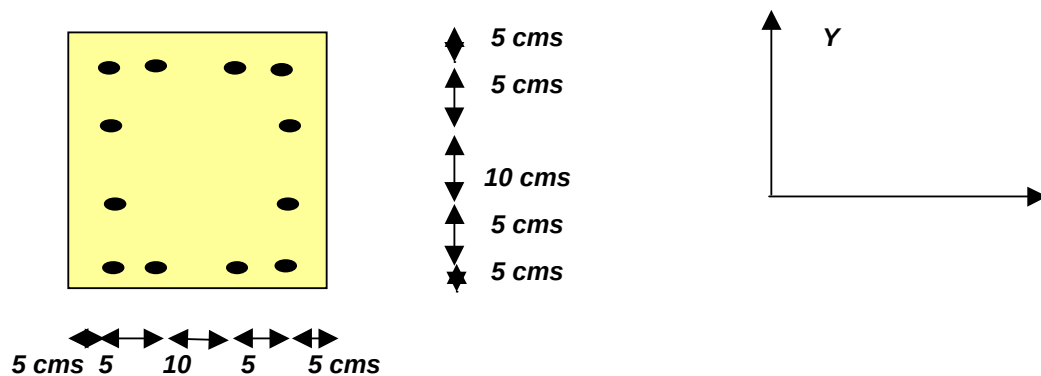
$$c = c_b = d \epsilon_u / (\epsilon_u + \epsilon_y)$$

Es importante observar que para la región de falla a compresión, en cuanto mayor sea la carga axial P_n , menor será el momento M_n que la sección es capaz de resistir antes de la falla. Sin embargo, en la región de falla a tensión es válido lo contrario: cuanto mayor sea la carga axial, mayor será la capacidad simultánea a momento.

Esto puede interpretarse fácilmente. En la región de falla a compresión, la falla ocurre por una sobredeformación del concreto; a mayor deformación a compresión del concreto causada por la sola carga axial, menor margen de deformación adicional disponible para la compresión adicional ocasionada por flexión.

Por otro lado en la región de falla a tensión, la fluencia del acero inicia la falla. Si el elemento se carga a flexión simple hasta el punto en el cual inicia la fluencia del acero a tensión, y si se adiciona una carga axial en ese momento, los esfuerzos a compresión en el acero producidos por esta carga se superpondrán a los esfuerzos previstos de tensión. Esto reduce el esfuerzo total en el acero hasta un valor menor que su resistencia a la fluencia.

Figura 8. Superficie de falla balanceada.



2.4 FLEXIÓN SOBRE EL EJE Y.

$$Cb = \frac{\frac{0.003}{Cb} \cdot \frac{ES}{25 - Cb}}{\frac{0.003}{ES + 0,003} \cdot 25}$$

$$Cb = \frac{0.003}{(4200/2000000) + 0,003} \cdot 25$$

$$Cb = 14.7 \text{ cms}$$

$$\frac{0.003}{14.7} \cdot \frac{ES1}{9.7}$$

$$ES1 = 0.0019796$$

$$Fs1 = 0.0019796 \cdot 2000000$$

$$Fs1 = 3959.18 \text{ kg / cm}^2$$

A compresión

$\frac{0.003}{14.7}$	$\frac{ES2}{4.7}$		
$ES2 = 0.0009592$			
$Fs2 = 0.0009592$	*	2000000	
$Fs2 = 1918.37 \text{ kg/cm}^2$			A compres

$\frac{0.003}{14.7}$	$\frac{ES3}{5.3}$		
$Es3 = 0.0010816$			
$Fs3 = 0.0010816$	*	2000000	
$Fs3 = 2163.27$			A Tensión

$\frac{0.003}{14.7}$	$\frac{ES4}{10.3}$		
$Es4 = 0.002102$			
$Fs4 = 0.002102$	*	2000000	
$Fs4 = 4204.0816 \text{ Kg /cm}^2$			A Tensión

Para $f'c = 210 \text{ kg / cm}^2$, $B1 = 0.75$ y la profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos es $a = 0.75 \cdot 14.7 = 11.02 \text{ cms}$. La resultante a compresión del concreto es: $C = 0.85 \cdot 210 \cdot 11.02 \cdot 30 = 59012 \text{ Kg}$

Cuadro 7. Las fuerzas respectivas en el acero son:

	Kg / cm2		Cms2			
Cs1=	3959.18	*	20.4		80767.3	Kg
Cs2=	1918.37	*	7.74		14848.2	Kg
Cs3=	2163.27	*	7.74		16743.7	Kg
Cs4=	4204.08	*	20.4		85763.3	Kg

La carga axial y el momento que producirían la falla para el eje neutro a 14.7 cms desde la cara superior, se encuentra de la siguiente manera:

$$P = 52120.57 \text{ Kg}$$

$$P = 52.12 \text{ Ton}$$

$M_n =$	59012.00	*	3.68	217164
	80767.35	*	8.5	686522
	14848.16	*	4.7	69786.4
	16743.67	*	5.3	88741.5
	85763.27	*	10.3	883362

$$M_n = 19.46 \text{ Ton - mt}$$

Punto de Maxima carga axial

$$P_o = A_s \cdot F_y$$

Donde:

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

$$A_g = 900 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 56.28 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_o = 236376 \text{ Kg}$$

$$P_o = 236.376 \text{ Ton}$$

Controla Tensión

$$P_o = 0.80 \cdot \phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y$$

Donde=

$$\phi = 0.7$$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_g = 900 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 53.66 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_o = 210808.4664 \text{ kg}$$

$$P_o = 210.8084664 \text{ Ton}$$

Controla la compresión.

2.4.1 Ecuación de Superficie de Falla.

$$\left| \frac{P_u - P_b}{P_o - P_b} \right| (+) \left| \frac{M_{ux}}{M_{bx}} \right|^{1.5} (+) \left| \frac{M_{uy}}{M_{by}} \right|^{1.5} (= 1)$$

Donde:

$P_u = 115.04$ Ton

$P_b = 52.12$ Ton

$P_o = 210.81$ Ton

$M_{ux} = 7.21$ Ton - mt

$M_{bx} = 19.46$ Ton - mt

$M_{uy} = 6.3$ Ton - mt

$M_{by} = 19.46$ Ton - mt

$$\left| \frac{62.92}{158.69} \right| (+) \left| \frac{6.3}{19.46} \right|^{1.5} (+) \left| \frac{7.21}{19.46} \right|^{1.5} (=) 1$$

$$0.396497972 (+) 0.1842632 (+) 0.2256 (=) 1$$

$$0.8063567 (\neq) 1$$

PU	MU
95.58	17.92
89.21	18.54
82.84	19.048
70.09	19.73
57.35	19.99
46.83	19.87
44.6	19.81
38.23	19.56
31.86	19.2
28.67	18.98
22.3	18.45
15.93	17.82
12.74	17.47
9.55	17.08

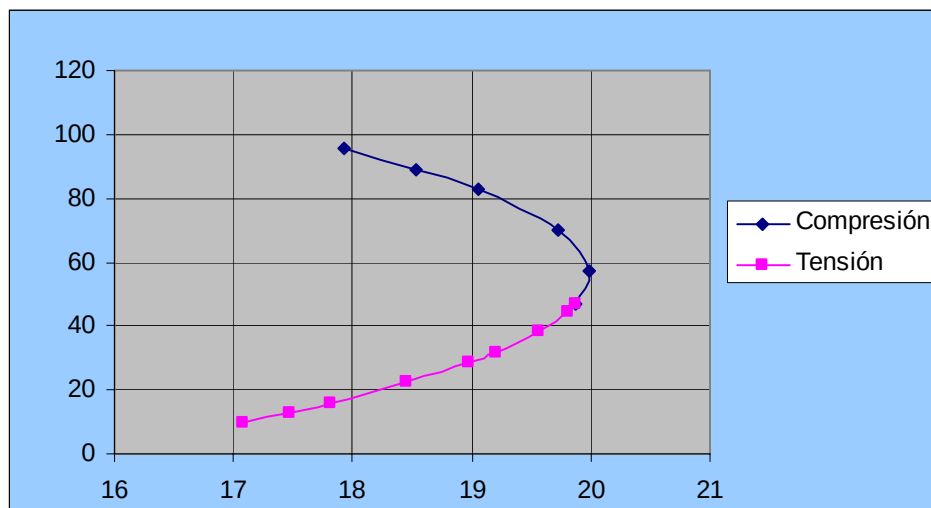
$$P_o \text{ maximo} = 0.80 \phi * 0.85 * f_c * (A_g - A_{st}) + A_{st} * f_y$$

$$P_o \text{ maximo} = 210.81 \text{ ton}$$

$$P_o \text{ minimo} = 0.10 \phi * f_c * b * h$$

$$P_o \text{ minimo} = 13.23 \text{ ton}$$

Figura 9. Comportamiento de falla.



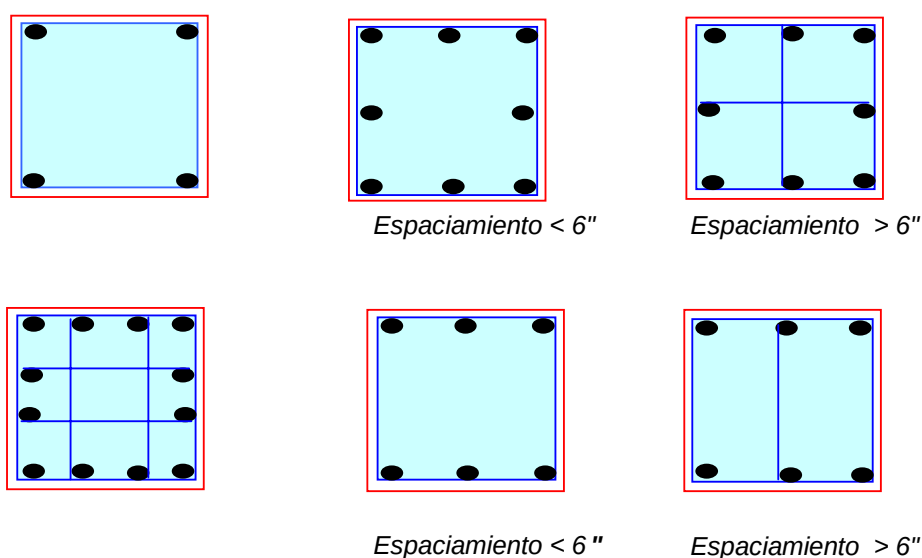
2.5 DISPOSICIÓN DE LOS ESTRIBOS (NSR – 98 SEC C 7,10,3)

2.5.1 Flejes transversales y Espirales. El refuerzo transversal en forma de flejes individuales ampliamente espaciados o de una espiral continua poco espaciada, cumple diferentes funciones. En primer lugar, este refuerzo se requiere para mantener las barras longitudinales en su posición dentro de las formaletas mientras se vacía el concreto. Para este propósito, el acero longitudinal y el transversal se unen mediante alambres para conformar un entramado que se coloca después dentro de la formaleta y se ubica de manera adecuada antes del vaciado del concreto. Por otro lado el refuerzo transversal se necesita para impedir que las barras longitudinales esbeltas sometidas a altos esfuerzos presenten pandeo hacia fuera, produciendo el descascaramiento del recubrimiento relativamente delgado del concreto.

Por otro lado, los flejes que pueden distribuirse y espaciarse de diferentes maneras, deben diseñarse para que cumplan estos dos propósitos. Esto significa que el espaciamiento debe ser suficientemente pequeño para evitar el pandeo

entre y que es necesario suministrar la cantidad suficiente de flejes en cualquier plano de amarre para posicionar y sostener todas las barras. De otra parte, para el caso de columnas con muchas barras longitudinales, si la sección de la columna está atravesada por demasiados flejes, éstos interfieren con el vaciado del concreto dentro de la formaleta. Para lograr un amarre efectivo, manteniendo la cantidad mínima de flejes, el Código ACI 7.10.5 da las siguientes reglas para la distribución de los flejes.

Figura 10. Reglas para la distribución de los flejes.



Todas las barras de columnas deben estar encerradas por flejes transversales con tamaños por lo menos No 3 para barras longitudinales hasta No 10, y con tamaños por lo menos No 4 para barras longitudinales No 11,14,18, y para barras longitudinales en paquete. El espaciamiento de los flejes no debe exceder 16 diámetros de las barras longitudinales, 48 diámetros de los flejes ni la menor dimensión de la columna. Los flejes deben distribuirse de manera que cada barra

longitudinal de esquina, lo mismo que cada barra interior de por medio, tengan un soporte lateral suministrado por la esquina de un fleje, con un ángulo de no más de 135; además ninguna barra debe estar ubicada a más de 6 pulgadas de distancia libre a cada lado, de una de estas barras soportadas lateralmente.

Una columna confinada con flejes falla para la carga determinada por la ecuación:

$$P_n = 0.85f'_c A_c + A_s f_y$$

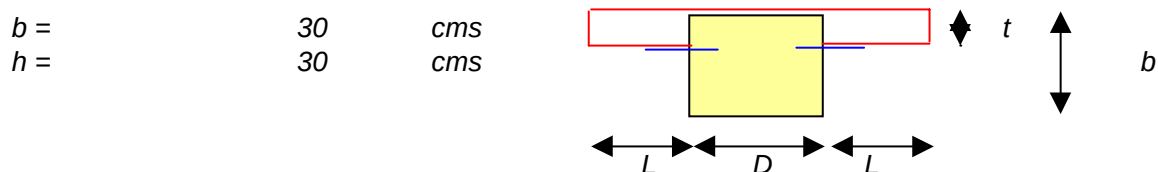
o

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

Para esta carga, el concreto falla por aplastamiento y por corte hacia fuera a lo largo de planos inclinados, mientras que el acero longitudinal lo hace por pandeo hacia fuera entre flejes.

3. EJEMPLO DE REFUERZO EMPLEANDO MUROS PATÍN (CUANDO EL PROCEDIMIENTO CONSIDERA COLADO EN SITIO DEL CONCRETO DE MURO).

Figura 11. Refuerzo empleando muros patín.



3.1 DEFINICIÓN DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DEL MURO PATÍN.

Como se indica en la Figura 11, el ancho del muro patín se definirá como el mayor de los valores determinados.

$L_{\text{minima}} = > D/2 \quad Y \quad 50 \quad cms$

$L_{\text{máxima}} = < 2D$

$t \text{ espesor} = > 1/3b \quad Y \quad 20 \quad cms$

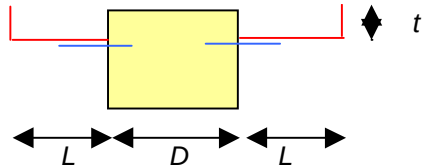
$L_{\text{minima}} = > 15 \quad L_{\text{minima}} = 50 \quad cms$

$L_{\text{máxima}} = < 60 \quad cms$

$t \text{ espesor} = > 10.0 \quad cms \quad t \text{ espesor} = 20 \quad cms$

3.2 RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE LA SECCIÓN COMPUESTA.

$b =$ 30 cms
 $h =$ 30 cms



$f_{cn} =$ Resistencia de diseño del concreto Nuevo
 $f_{cv} =$ Resistencia de diseño del concreto viejo
 $A_v =$ Porción de area a compresión del concreto viejo
 $A_n =$ Porción de area a compresión del concreto nuevo
 $\sigma_o =$ Esfuerzos de compresión en el concreto viejo (Carga viva o Muerta de servicio).
 $E_n / E_v =$ Modulo de elasticidad del concreto viejo y nuevo $E = 3900 * \sqrt{f_c}$
 $f_{cminima} =$ Menor valor entre f_{cv} y f_{cn}
 $f_c =$ Resistencia a compresión de la sección compuesta reforzada

$$f_c = f_{cv} * A_v + (f_{cn} - \sigma_o) * (1 - A_v) * E_n / E_v < f_{cminimo}$$

Donde =

$f_{cn} =$ 21 MPA
 $f_{cv} =$ 21 MPA
 $A_v =$ 30%
 $A_n =$ 70%
 $\sigma_o =$ 7 N/mm²
 $E_n / E_v =$ 1
 $f_{cminima} =$ 21 MPA

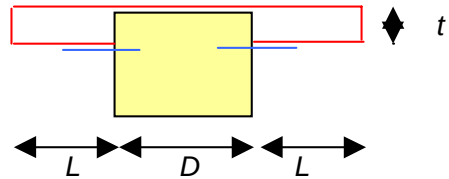
$f_c =$ 20.3 * 0.7 < 21 MPA
 $f_c =$ 14.21 < 21 MPA

$f_c =$ 14.21 MPA PARA DISEÑO

3.3 CÁLCULO DEL REFUERZO DEL MURO PATÍN.

Las cantidades de acero vertical (psv) y horizontal (psh) del muro patín deben ser iguales que 0,25 %.

$d =$	17	cms
$b' =$	30	cms
$h' =$	30	cms
$L =$	50	cms
$t =$	20	cms
$\rho =$	0.0025	
$b =$	130	cms



Refuerzo Horizontal

$Sh =$	$Avh / (\rho h * t)$	cms ²
Varilla 1/2" =	1.29	cms ²
$Sh =$	25.80	cms
Colocar una varilla de 1/2" cada 25 cms		

Calculamos el refuerzo vertical

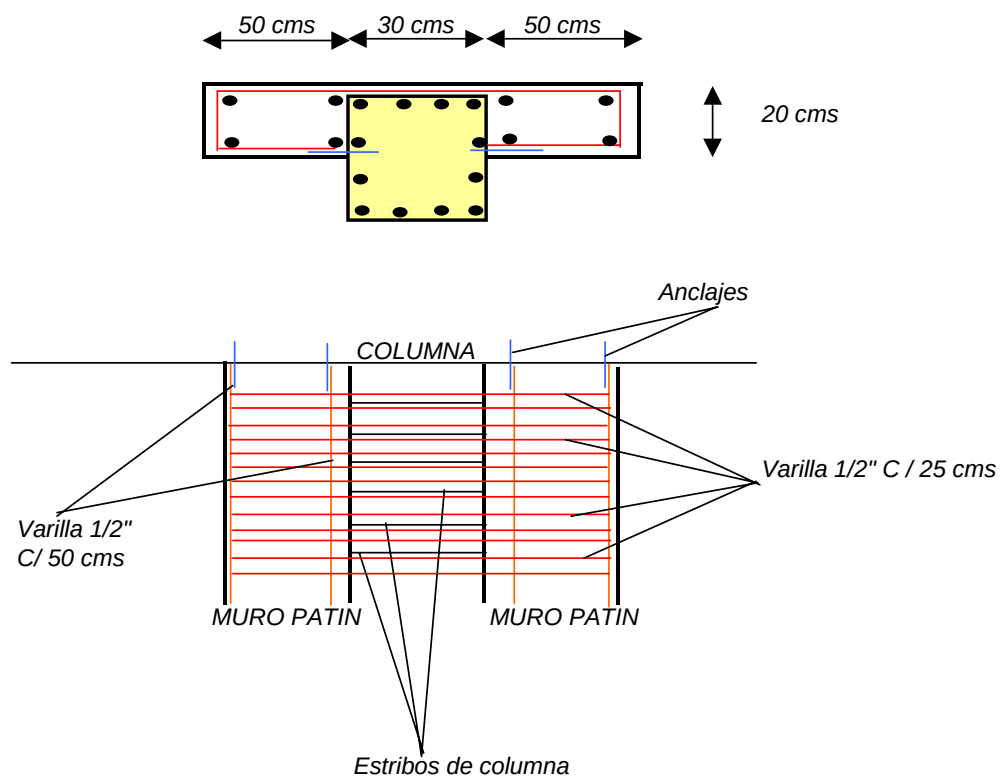
$Sv =$	$Avv / (\rho t * t)$	
Varilla 1/2" =	1.29	cms ²
$Sv =$	51.6	cms
$Sv =$	50	cms
Colocar una Varilla de 1/2" cada 50 cms en dos capas		

3.4 CHEQUEO SECCIÓN TRANSFORMADA.

3.4.1 Refuerzo Asimétrico. La mayor parte de las columnas de concreto reforzado están reforzadas simétricamente con respecto al eje de flexión. Sin embargo, en algunos casos, como en las columnas de pórticos rígidos en los cuales los momentos son uniaxiales y la excentricidad es grande, es más económico utilizar un patrón asimétrico de barras con la mayor parte de éstas en el lado de tensión. Estas columnas pueden analizarse mediante el mismo método descrito de compatibilidad de deformaciones. Sin embargo, para poder cargar concéntricamente, una columna reforzada en forma asimétrica, la carga debe aplicarse en un punto conocido como centroide plástico, el que se define como el punto de aplicación de la fuerza resultante de la sección transversal de la columna que incluye las fuerzas en el concreto y en el acero para el cual la columna se

encuentra comprimida de manera uniforme hasta la deformación de falla $\epsilon_u = 0.003$ en toda la sección transversal.

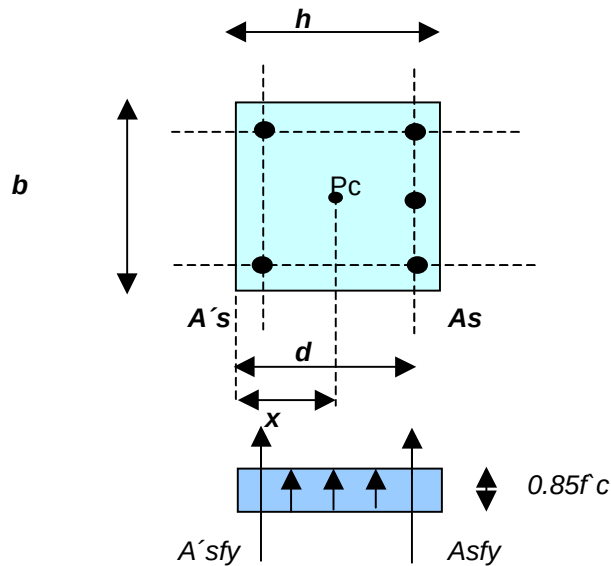
Figura 12. Refuerzo del Muro Patín.



La excentricidad de la carga aplicada debe medirse con respecto al centroide plástico puesto que sólo entonces $e=0$ corresponde a una carga axial pura sin momento. la localización del centroide plástico para la columna de la figura se calcula con la resultante de las tres fuerzas internas que deben tenerse en cuenta. Su distancia desde la izquierda es:

$$X = \frac{0.85f'cbh^2 + A_s f_{yd} + A'_s f_{yd}'}{0.85f'cbh + A_s f_y + A'_s f_{y'}} \quad (12.1)$$

Figura 13. Refuerzo Asimétrico.



De acuerdo con la filosofía del Código 318 del ACI, el nivel de resistencia de un elemento de concreto reforzado que está siendo solicitado por flexión se presenta cuando el concreto llega a una deformación unitaria en su fibra de máxima compresión igual a 0,003.

3.4.2 Método de la carga inversa. Un método de diseño simple y aproximado, desarrollado por Bresler, se verificó satisfactoriamente mediante comparación con resultados de gran cantidad de ensayos y cálculos.

Es preciso observar que la superficie de interacción de la columna puede dibujarse alternativamente como una función de la carga axial P_n y de las excentricidades $e_x = M_{ny} / P_n$ Y $e_y = M_{nx} / P_n$.

La ecuación de la carga inversa de Bresler se deduce a partir de la geometría del plano aproximado. Puede demostrarse que:

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nx0}} + \frac{1}{P_{ny0}} + \frac{1}{P_0} \quad \text{Ecuac: 1}$$

donde

P_n = valor aproximado de la carga última en flexión biaxial con excentricidades e_x y e_y

P_{ny0} = carga última cuando sólo esta presente la excentricidad e_x ($e_y = 0$)

P_{nx0} = carga última cuando sólo está presente la excentricidad e_y ($e_x = 0$)

P_0 = carga última para la columna cargado concéntricamente

La ecuación es suficientemente precisa para propósitos de diseño, siempre y cuando $P_n \geq 0.10 P_0$. No es confiable cuando predomina flexión biaxial acompañada por una fuerza axial menor que $P_0/10$. para este caso, en que la flexión predomina fuertemente, la falla se inicia por fluencia en el acero de tensión y esta situación corresponde a la décima parte inferior del diagrama de interacción.

En este intervalo resulta conservador y bastante preciso ignorar por completo la fuerza axial y calcular la sección únicamente para flexión biaxial.

La introducción de los coeficientes de reducción de resistencia del ACI no cambia el desarrollo anterior de manera fundamental, siempre y cuando el coeficiente ϕ sea constante para todos los términos; para propósitos de diseño, la ecuación de Bresler puede reestructurarse así.

$$\frac{1}{\phi P_n} = \frac{1}{\phi P_{nx0}} + \frac{1}{\phi P_{ny0}} + \frac{1}{\phi P_0} \quad \text{Ecuac: 2}$$

Para el intervalo en el cual el método de Bresler es aplicable, por encima de $0.10P_0$ el valor de ϕ es constante excepto que, para excentricidades muy

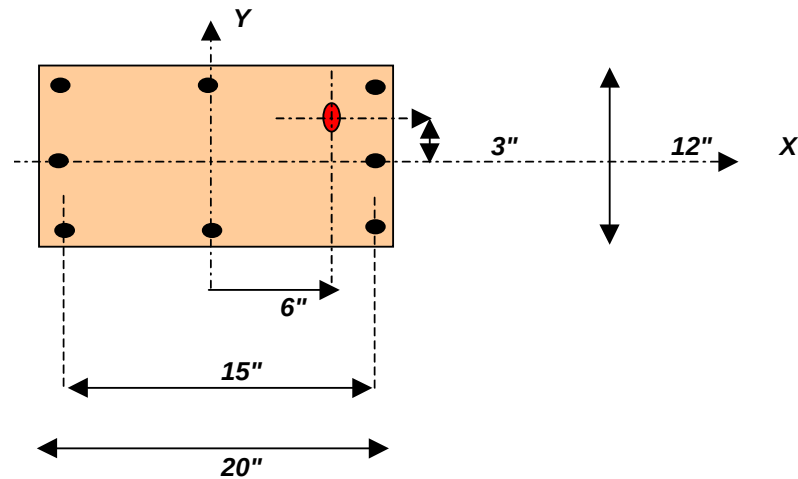
pequeñas, el código ACI impone un límite superior en la resistencia máxima de diseño que tiene el efecto de aplanar la parte superior de la curva de interacción de la resistencia de la columna, cuando se utilice el método de Bresler para flexión biaxial, es necesario tomar la curva de resistencia uniaxial sin el corte horizontal (señalando mediante líneas punteadas en las gráficas del apéndice A) para obtener los valores que se van a utilizar en la ecuación (2) de $0/P_n$ obtenido de esta manera debe entonces someterse a la restricción, al igual que para flexión uniaxial, que no exceda $0.800/P_o$ para columnas con flejes o $0.850/P_o$ para columnas reforzadas con espiral.

Para una situación común de diseño en que se dan las dimensiones y el refuerzo para la columna tentativa y las excentricidades e_y y e_x de la carga, las cargas últimas $0/P_{nx}$ y $0/P_{ny}$ para flexión uniaxial con respecto a los ejes X y Y, respectivamente, y la carga última $0/P_o$ para cargas concéntricas, pueden encontrarse mediante cálculos o a partir de gráficos de diseño. Entonces, es posible calcular $1/0/P_n$ a partir de la ecuación (2), y de allí se puede obtener $0/P_n$. El requisito de diseño consistente en que la carga mayorada P_u , modificada mediante el corte horizontal mencionando anteriormente, no debe exceder $0/P_n$, si es aplicable.

Ejemplo 1: Diseño de una columna a flexión biaxial

La columna de 12 * 20 pulgadas aparece en la figura está reforzada con ocho barras No 9 distribuidos alrededor del perímetro de la columna que suministran un área total de $A_{st} = 8.00 \text{ Pulg}^2$. Se va a aplicar una carga mayorada $P_u =$ de 275 Klb con excentricidades $e_y = 3 \text{ pulg}$ y $e_x = 6 \text{ pulg}$. La resistencia de los materiales son $f'_c = 4 \text{ klb/pul}^2$ y $f_y = 60 \text{ klb/pul}^2$. Verifique si el diseño es adecuado.

Figura 14. Columna reforzada de 12 x 20 pulgadas.



Solución: Mediante el método de la carga inversa se considera inicialmente la flexión con respecto al eje Y

$$\psi = \frac{15}{20} = 0.75$$

$$e/h = \frac{6}{20} = 0.3$$

Cuantía de Refuerzo:

$$A_s = \rho b \cdot h$$

$$A_s/b \cdot h = \frac{8}{240} = 0.033$$

Del grafico A.7 del Apendice A Indica

$$\frac{\phi P_{nyo}}{A_g} = 1.75$$

$$\phi p_{nyo} = 1.75 \quad * \quad 240$$

$$\phi P_{nyo} = 420 \text{ klbs}$$

$$\frac{\phi P_o}{A_g} = 3.65$$

$$\phi P_o = 3.65 \quad * \quad 240$$

$$\phi P_o = 876 \text{ klbs}$$

Luego, para la flexión con respecto al eje X:

$$\Psi = 7/12$$

$$\Psi = 0.58 \quad \text{Tomamos } 0.6$$

$$e/h = 3/12 \quad 0.25$$

El gráfico A.6 del Apendice A indica que:

$$\frac{\phi P_{nx0}}{A_g} = 1.8$$

$$\phi P_{nx0} = 1.8 \quad * \quad 240$$

$$\phi P_{nx0} = 432 \quad \text{Klbs}$$

$$\frac{\phi P_o}{A_g} = 3.65$$

$$\phi P_o = 3.65 \quad * \quad 240$$

$$\phi P_o = 876 \quad \text{klbs}$$

Sustituyendo estos valores en la Ecuación (2), tenemos:

$$\frac{1}{\phi P_n} = \frac{1}{\phi P_{nx0}} + \frac{1}{\phi P_{ny0}} - \frac{1}{\phi P_o} \quad \text{Ecuac: 2}$$

$$\frac{1}{\phi P_n} = \frac{1}{432} + \frac{1}{420} - \frac{1}{876}$$

$$\frac{1}{\phi P_n} = 0.00231 + 0.00238 - 0.00114$$

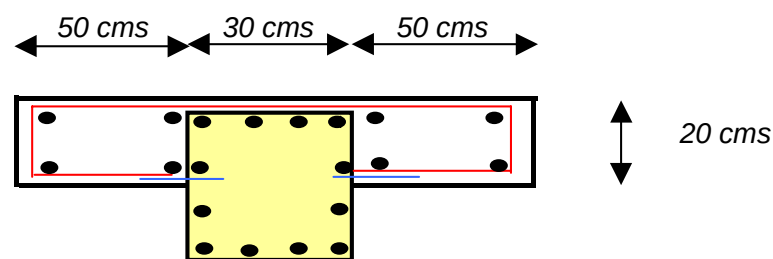
$$\frac{1}{\phi P_n} = 0.00356$$

$$\phi P_n = 281 \text{ klb}$$

Así que según el método de Bresler, la carga de diseño de $P_u = 275$ Klbs puede aplicarse en forma segura a la columna.

Ejemplo 2: La columna que aparece en la figura está reforzada con ocho barras No 8 y cuatro No 7 distribuidos alrededor del perímetro de la columna que suministran un área total de $A_{st} = 53.66 \text{ cm}^2$. Se va a aplicar una carga mayorada $P_u =$ de 115.04 Ton con excentricidades $e_y = 7.42$ cms y $e_x = 15$ cms. La resistencia de los materiales son $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$. Verifique si el diseño es adecuado.

Figura 15. Columna reforzada con ocho barras No. 8 y cuatro No. 7.



Solución:

Mediante el método de la carga inversa se considera inicialmente la flexión con respecto al eje Y

$$\psi = \frac{25}{30} = 0.83 \quad \text{Tomamos } 0.9$$

$$e/h = \frac{15}{30} = 0.5$$

Cuantía de Refuerzo:

$$A_s = \rho b * h$$

$$A_s / b * h = \frac{53.66}{900} = 0.06$$

696 DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO



Diagrama de interacción de la resistencia de columnas de sección rectangular con barras en las cuatro caras y $\gamma = 0.60$ (tomado de la referencia 8.7. Cortesía del American Concrete Institute).

Figura 17. Diagrama de interacción de la resistencia de columnas de sección rectangular con barras en las cuatro caras y $\gamma = 0.75$.

AYUDAS DE DISEÑO 697

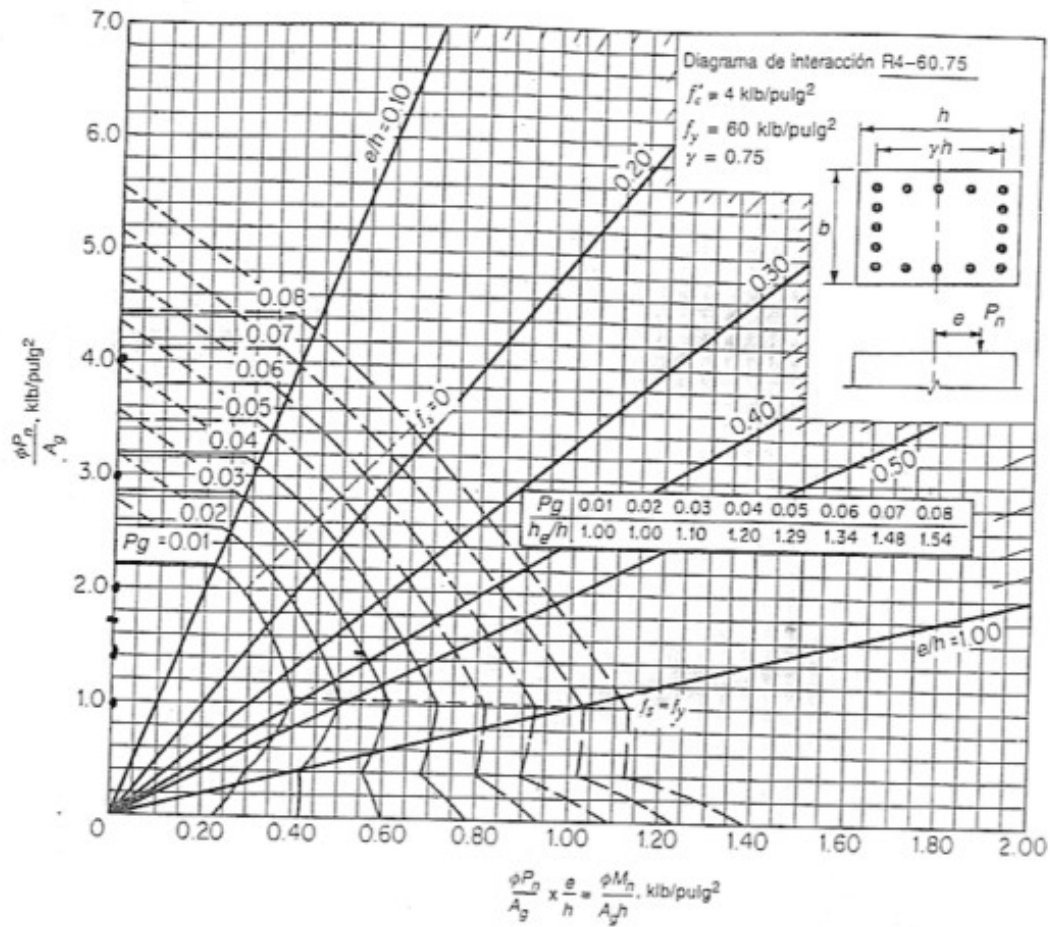


GRÁFICO A.7 REF[6]

Diagrama de interacción de la resistencia de columnas de sección rectangular con barras en las cuatro caras y $\gamma = 0.75$ (tomado de la referencia 8.7. Cortesía del American Concrete Institute).

Del gráfico A.8 del Apéndice A Indica

$$\frac{\phi P_{ny0}}{A_g} = 1.6$$

$$\phi P_{ny0} = 1.6 \quad * \quad 139.5 \quad \text{Pulg}^2$$

$$\phi P_{ny0} = 223.2 \quad \text{klbs}$$

$$\frac{\phi P_{o}}{A_g} = 3.65$$

$$\phi P_{o} = 3.65 \quad * \quad 139.5 \quad \text{Pulg}^2$$

$$\phi P_{o} = 509.175 \quad \text{klbs}$$

Luego, para la flexión con respecto al eje X:

$$\Psi = 25/30$$

$$\Psi = 0.83 \quad \text{Tomamos } 0.9$$

$$e/h = 7.42/30 \quad 0.25$$

El gráfico A.8 del Apéndice A indica que:

$$\frac{\phi P_{nx0}}{A_g} = 2.8$$

$$\phi P_{nx0} = 1.8 \quad * \quad 139.5 \quad \text{Pulg}^2$$

$$\phi P_{nx0} = 251.1 \quad \text{Klbs}$$

$$\frac{\phi P_{o}}{A_g} = 3.65$$

$$\phi P_{o} = 3.65 \quad * \quad 139.5$$

$$\phi P_{o} = 509.175 \quad \text{klbs}$$

Sustituyendo estos valores en la Ecuación 2 Tenemos:

$$\frac{1}{\phi P_n} = \frac{1}{\phi P_{nx0}} + \frac{1}{\phi P_{ny0}} - \frac{1}{\phi P_o} \quad \text{Ecuac: 2}$$

$$\frac{1}{\phi P_n} = \frac{1}{251.1} + \frac{1}{223.2} - \frac{1}{509.175}$$

$$\frac{1}{\phi P_n} = 0.00398 + 0.00448 - 0.00196$$

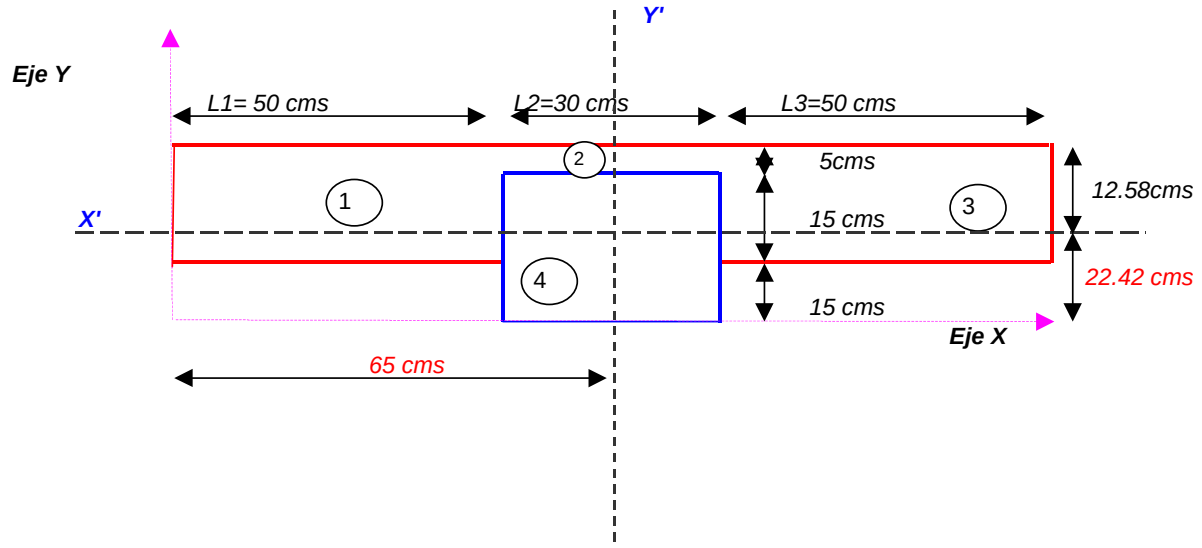
$$\frac{1}{\phi P_n} = 0.0065$$

$$\phi P_n = 153.84 \text{ Ton}$$

Así que según el método de Bresler, la carga de diseño de $P_u = 115.04 \text{ Ton}$ puede aplicarse en forma segura a la columna.

3.5 CÁLCULO DE DERIVAS DE LA SECCIÓN COMPUESTA.

Figura 18. Sección transversal compuesta.



Cuadro 8. Cálculo de Area de la sección transversal compuesta para esfuerzos axiales.

	Dimensión L= (cms)	Dimensión t (cms)	Area cm2	Y (cms)	X (cms)
Areá 1:	50	20	1000	25	25
Areá 2:	30	5	150	32.5	65
Areá 3:	50	20	1000	25	105
Areá 4:	30	30	900	15	65
Area Total			3050		
AX (cm3)		AY (cm3)	X cms	Y cms	
25000		25000	65.00	22.42	
9750		4875			
105000		25000			
58500		13500			
198250		68375			

3.5.1 Cálculo del momento de inercia que pasa por el centroide sentido eje X'.

Columna

$$I_{x'} = I_x + Ay^2$$

Donde:

$$b = 30 \text{ cms}$$

$$h = 30 \text{ cms}$$

$$A = 900 \text{ cm}^2$$

$$y = 7.42 \text{ cms}$$

$$I_{x4} = 67500 \text{ cms}^4$$

$$Ay^2 = 49550.76 \text{ cms}^4$$

Elemento 1 – 2 – 3

$$I_{x'} = I_{x1} + I_{x2} + I_{x3}$$

$$I_{x1} = \begin{matrix} b= & 50 & \text{cms} \\ h= & 20 & \text{cms} \end{matrix}$$

$$I_{x1} = 33333.33 \text{ cms}^4$$

$$I_{x2} = \begin{matrix} b= & 30 & \text{cms} \\ h= & 5 & \text{cms} \end{matrix}$$

$$I_{x2} = 312.5 \text{ cms}^4$$

$$I_{x3} = \begin{matrix} b= & 50 & \text{cms} \\ h= & 20 & \text{cms} \end{matrix}$$

$$I_{x3} = 33333.33 \text{ cms}^4$$

$$\Sigma A d^2 = A_1 d_1^2 + A_2 d_2^2 + A_3 d_3^2$$

$$A_1 d_1^2 = \begin{matrix} A_1 = & 1000 & \text{cms}^2 \\ d_1 = & 2.48 & \text{cms} \end{matrix}$$

$$A_1 d_1^2 = 6150.4 \text{ cms}^4$$

$$A_3 d_3^2 = 6150.4 \text{ cms}^4$$

$$A_2 d_2^2 = \begin{matrix} A_2 = & 150 & \text{cm}^2 \\ d_2 = & 10.08 & \text{cms} \end{matrix}$$

$$A_2 d_2^2 = 15240.96 \text{ cms}^4$$

$$I_{x'} = I_x + \Sigma A d^2$$

$$I_{x'} = 211571.69 \text{ cms}^4$$

3.5.2 Radio de Giro X'.

$$r_{X'} = \sqrt{I_{X'} / A}$$

$$r_{X'} = 8.33 \text{ cms}$$

3.5.3 Módulo de la Sección Compuesta X'.

$$S_{X'} = I_{X'} / Y'$$

$$S_{X'} = 9437.57 \text{ cms}^3$$

3.5.4 Cálculo del momento de inercia que pasa por el centroide sentido eje Y'.

Columna

$$I_{Y'} = I_y + A y^2$$

Donde:

$$b = 30 \text{ cms}$$

$$h = 30 \text{ cms}$$

$$A = 900 \text{ cm}^2$$

$$y = 0 \text{ cms}$$

$$I_{Y'} = 67500 \text{ cms}^4$$

Elemento 1 - 2 -3

$$I_{Y'} = I_{y1} + I_{y2} + I_{y3}$$

$$I_{y1} = b = 50 \text{ cms}$$

$$h = 20 \text{ cms}$$

$$I_{y1} = 208333.33 \text{ cms}^4$$

$$I_{y2} = \quad b = 30 \quad \text{cms}$$

$$h = 5 \quad \text{cms}$$

$$I_{y2} = 11250 \quad \text{cms}^4$$

$$I_{y3} = \quad b = 50 \quad \text{cms}$$

$$h = 20 \quad \text{cms}$$

$$I_{y3} = 208333.33 \quad \text{cms}^4$$

$$\Sigma A d^2 = A_1 d_1^2 + A_2 d_2^2 + A_3 d_3^2$$

$$A_1 d_1^2 = \quad A_1 = 1000 \quad \text{cms}^2$$

$$d_1^2 = \quad d_1 = 40 \quad \text{cms}$$

$$A_1 d_1^2 = 1600000 \quad \text{cms}^4$$

$$A_3 d_3^2 = 1600000 \quad \text{cms}^4$$

$$A_2 d_2^2 = \quad A_2 = 150 \quad \text{cm}^2$$

$$d_2^2 = \quad d_2 = 0 \quad \text{cms}$$

$$A_2 d_2^2 = 0 \quad \text{cms}^4$$

$$I_{x'} = I_x + \Sigma A d^2$$

$$I_{y'} = 3695416.67 \quad \text{cms}^4$$

3.5.5 Radio de Giro Y'.

$$r_{y'} = (I_{y'} / A)^{1/2}$$

$$r_{y'} = 34.81 \quad \text{cms}$$

3.5.6 Módulo de la Sección Y.

$$S_y = I_y' / C_x$$

$$S_y = 56852.56 \text{ cms}^3$$

3.5.7 Módulo Plástico Zx.

$$Z_x = f * S_x \quad \text{Donde } f = (bh^2/4) / (bh^2/6) = 1.5$$

$$Z_x = 14156.35 \text{ cms}^3$$

$$Z_y = f * S_y$$

$$Z_y = 85278.85 \text{ cms}^3$$

3.5.8 Área de cortante.

$$A_{\text{cortante}} = 5/6 \text{ Área de la sección compuesta}$$

$$A_{\text{cortante } X} = 2541.67 \text{ cms}^2$$

$$A_{\text{cortante } Y} = 2541.67 \text{ cms}^2$$

3.5.9 Momento Polar de Inercia.

$$J_o = I_x' + I_y'$$

$$J_o = 3906988.35 \text{ cms}^4$$

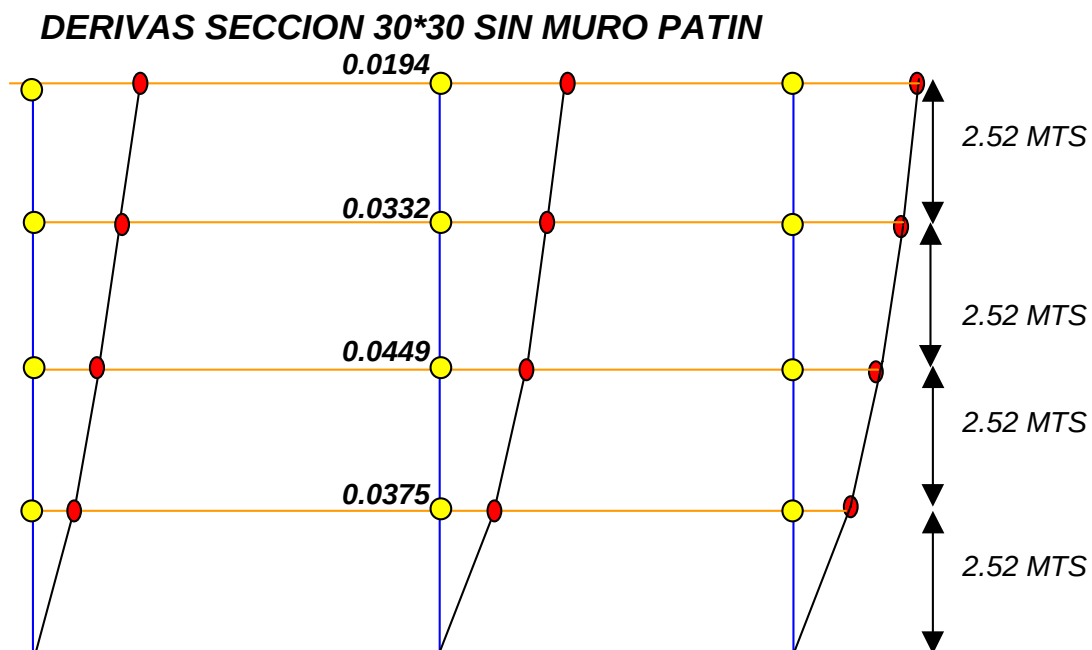
3.5.10 Análisis dinámico sección 30 x 30 cm sin Muro Patín.

	<i>U_x</i>	<i>U_y</i>	<i>Desp Total</i>
Primer piso	0.027	0.0261	0.037552763
Segundo piso	0.0632	0.0529	0.082417535
Tercer piso	0.0904	0.0722	0.115693561
Cubierta	0.1035	0.088	0.135853782

$h =$ 2.52 mts
 $\Delta =$ **0.0252** mts Permitido

Desplazamiento total del nodo: = $(U_x^2 + U_y^2)^{1/2}$

Figura 19. Derivas sección 30x 30 sin Muro Patín.

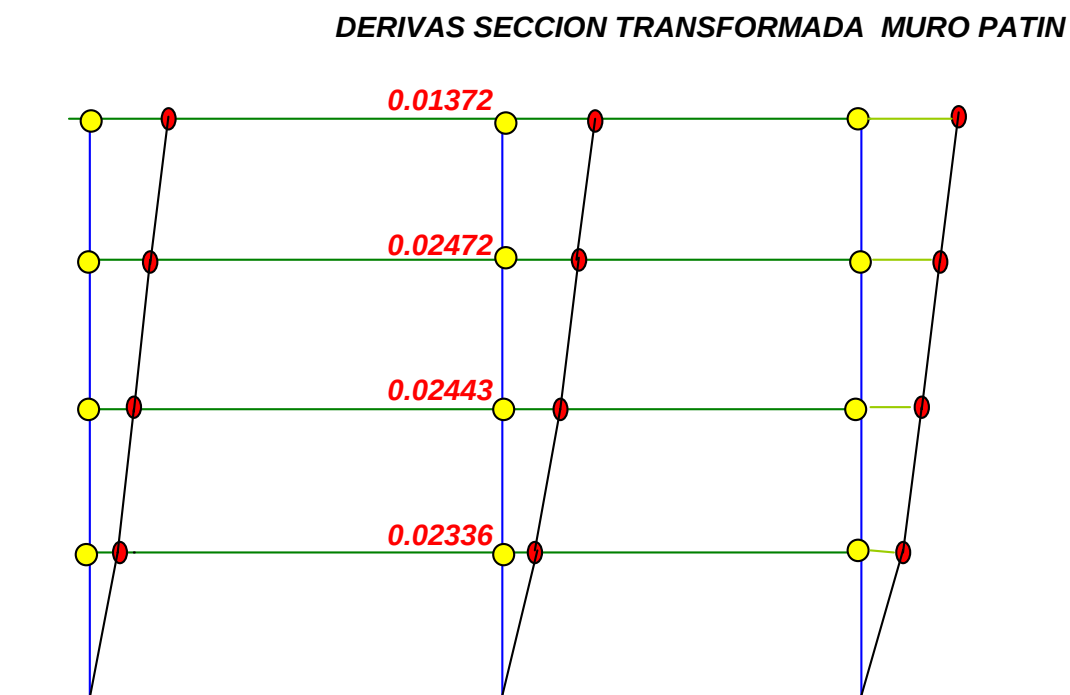


3.5.11 Análisis dinámico sección con Muro Patín.

	<i>U_x</i>	<i>U_y</i>	<i>Desp Total</i>
<i>Primer piso</i>	0.0233	0.00169	0.0234
<i>Segundo piso</i>	0.04756	0.00473	0.0478
<i>Tercer piso</i>	0.07209	0.00788	0.0725
<i>Cubierta</i>	0.08556	0.01081	0.0862

$h =$ 2.52 mts
 $\Delta =$ **0.0252** mts Permitido

Figura 20. Derivas sección transformada Muro Patín.



Cuadro 9. Análisis Dinámico Espectral.

ANALISIS DINAMICO ESPECTRAL

NIVEL	Δ	Δ	
1	0.0234	0.02336	OK
2	0.0478	0.02443	OK
3	0.0725	0.02472	OK
4	0.0862	0.01372	OK

4. ANCLAJE DE VARILLAS AL CONCRETO CON MORTEROS ADHESIVOS

La técnica de anclajes adheridos con adhesivos polímeros tales como los adhesivos epóxicos entre otros y la problemática de varillas de refuerzo ancladas al concreto o post-instaladas, técnica usada frecuentemente en el reforzamiento y actualización sísmica de estructuras. Sin embargo existen en la práctica de diseño criterios muy diversos con respecto al cálculo del anclaje de las varillas y la tendencia es usar longitudes de anclaje pequeñas, mucho menores a las que normalmente exigen los códigos de diseño de concreto reforzado y no se tiene en cuenta el efecto de fisuras en el concreto.

4.1 INTRODUCCIÓN

Los adhesivos polímeros tienen una gran variedad de aplicaciones en la construcción y en la rehabilitación y reforzamiento de estructuras de concreto tales como:

- Pega de concreto fresco a concreto endurecido.
- Pega de concreto endurecido a concreto endurecido.
- Reparación de fisuras en el concreto.
- Pega de insertos como pernos y varillas de refuerzo dentro del concreto (anclajes).
- Pega de concreto y otros materiales (acero, vidrio, madera, aluminio, etc.).

Proporcionar al diseñador información general sobre aspectos de operación tales como cargas, acciones ambientales, y comportamiento de los anclajes químicos tanto en concreto sin fisurar como en concreto fisurado. Tener en cuenta tanto en

la fase de diseño como en la instalación de este tipo de anclajes. Además se da información de códigos de diseño e indicaciones sobre criterios de evaluación de este tipo de anclajes con base en especificaciones y métodos de ensayo.

4.2 SISTEMAS DE ANCLAJE

Existen dos categorías generales para los sistemas de anclaje, pre-instalados y postinstalados. Cada uno de estos es discutido en las siguientes secciones. Los anclajes se usan tanto para la fijación de elementos estructurales como no estructurales y ambos requieren de diseño sísmico.

4.2.1 Sistemas pre-instalados. Los sistemas de anclaje pre-instalados incluyen anclajes embebidos no ajustables de varios tipos y formas, conexiones atornilladas, y anclajes ajustables colocados en su sitio antes de vaciar el concreto. También se denominan por esta razón anclajes vaciados en obra. En sentido estricto las varillas de refuerzo de una construcción de concreto nueva son anclajes pre-instalados, con longitudes de anclaje y traslapo diseñadas para que se pueda alcanzar falla del acero por fluencia.

4.2.2 Sistemas post-instalados. Los sistemas post-instalados son aquellos que se colocan dentro de una perforación taladrada previamente o en un espacio dejado en el concreto de primera etapa. Estos pueden dividirse en dos tipos generales, anclajes adheridos y anclajes mecánicos.

Los anclajes adheridos incluyen tanto a los anclajes rellenados (pernos con cabeza, sin cabeza, u otra variedad de formas instaladas con un mortero con base en cemento o grouts) los anclajes químicos (Ver Anexo A, Figura 1) (usualmente

pernos roscados, barras o varillas fijados con un componente químico de dos componentes que está disponible en cápsulas de vidrio, cartuchos plásticos, tubos/salchichas o a granel). Estos sistemas de anclaje desarrollan sus capacidades de soporte mediante la adherencia del adhesivo tanto al anclaje como al concreto en la pared del agujero perforado.

Los principios de acción o los principios de cómo operan los sistemas de anclaje son (Ver Anexo A, Figura 2):

- Acción por forma
- Acción por fricción
- Acción por material

4.3 COMPORTAMIENTO DEL SISTEMA DE ANCLAJES QUIMICOS

Cuando se habla de un anclaje se trata estrictamente es de un “sistema de anclaje” dado los diferentes parámetros que están involucrados como diferentes materiales (concreto, acero, adhesivo), dimensiones diámetro del perno, diámetro de la perforación profundidad) condiciones de colocación (distancia al borde, distancia entre pernos o barras). Condiciones de operación (cargas estáticas, dinámicas, tensión, corte, flexión o combinadas), condiciones ambientales (temperatura, humedad, ataque químico), modo de falla (rotura del concreto, rotura del acero, deslizamiento o extracción del anclaje), condiciones de instalación y humedad y limpieza de la perforación), método de instalación (cápsula, inyección), sistema de perforación (taladro roto percutor, broca de diamante), comportamiento a largo plazo (relajamiento, fluencia plástica). De esta forma el estudio del comportamiento o desempeño de un sistema de anclaje involucra simultáneamente varios parámetros y no uno en especial. Esto es

importante tenerlo en cuenta en el diseño y cuando se hacen ensayos a sistemas de anclajes.

4.3.1 Posibles cargas en anclajes. Es necesario entender el comportamiento del anclaje en la labor de especificación del anclaje apropiado para una aplicación dada. Esto incluye un entendimiento de los modos de falla y resistencias, así como las características de carga - desplazamiento y las características de relajamiento de diferentes tipos de anclaje. Este capítulo menciona aspectos del comportamiento del anclaje químico en el concreto sin fisurar y en el concreto fisurado. Los anclajes son ante todo cargados a través de accesorios conectados al anclaje embebido. La carga puede ser en tensión y en cortante o combinaciones de tensión y cortante (Ver Anexo A Figura 3). Estos también pueden estar sujetos a flexión dependiendo de los detalles de la transferencia al corte a través del accesorio conectado. El comportamiento de los anclajes en tensión es de primordial importancia y será discutido en primer lugar.

4.3.2 Comportamiento de anclajes en concreto sin fisurar.

- **Modos de falla bajo carga de tensión.**

Los cinco principales modos de falla de anclajes sometidos a carga de tensión son (Ver Anexo A, Figura 4):

- Falla del cono de concreto.
- Falla de adherencia mortero adhesivo-concreto.
- Falla de adherencia anclaje (acero)-mortero adhesivo.
- Falla mixta mortero-concreto y anclaje-mortero.
- Falla del anclaje (acero).

Los anclajes químicos presentan un comportamiento elástico hasta cerca de la carga máxima. Mientras las curvas de carga-desplazamiento de anclajes químicos muestran relativamente bajos coeficientes de variación en comparación con otros tipos de anclajes como los de expansión, las resistencias a la adherencia varían considerablemente dependiendo de la mezcla del componente adhesivo usado y del procedimiento de instalación. Bajo cargas sostenidas los desplazamientos se incrementarán con el tiempo debido a la fluencia plástica de los materiales.

- **Relajamiento y fluencia plástica (creep).**

Los adhesivos poliéster presentan mayores deformaciones bajo carga sostenida que los adhesivos cementosos y epóxicos. En ambientes interiores se registran en general menores deformaciones que en ambientes exteriores.

- **Resistencia última a tensión.**

- **Falla del acero.**

La resistencia del acero del anclaje controla la falla cuando el embebido o profundidad del anclaje es suficiente para descartar la falla del concreto. El modo de falla (Ver Anexo A, Figura 4) es la rotura del acero de anclaje con una ductilidad que depende del tipo de acero del anclaje y de la longitud embebida.

- **Falla del cono de concreto.**

Cuando la longitud embebida de un anclaje o grupo de anclajes es insuficiente para desarrollar la resistencia a la tensión del acero del anclaje, una falla por extracción del cono de concreto.

- **Falla por adherencia.**

La falla por adherencia también puede ocurrir en los anclajes químicos con longitud embebida insuficiente para causar la falla del cono de concreto o para desarrollar la resistencia del acero del anclaje (Ver Anexo A, Figura 4). La capacidad de extracción de los anclajes químicos se incrementa aumentando la profundidad del embebido, no obstante el esfuerzo de adherencia ya no es uniforme y si la carga a tensión es suficientemente alta, la falla se inicia con una falla en el concreto en la porción superior del concreto y luego la adherencia falla en el resto del embebido o sea que se produce una falla combinada. La falla puede ser entre el anclaje y el mortero o entre el mortero y el concreto.

- **Falla por rajadura del concreto.**

Este modo de falla ocurrirá solamente si las dimensiones del concreto son demasiado pequeñas, los anclajes son colocados demasiado cerca del borde o demasiado cerca unos de otros. La carga de falla es usualmente menor que para una falla del cono de concreto.

- **Modos de falla a cortante.**

Dependiendo de la distancia al borde y del embebido del anclaje, la falla puede ser por cortante del anclaje (para embebidos profundos) con o sin un descascarado del concreto precediendo la falla del acero o por cortante del concreto (falla del concreto) en el caso de los anclajes cargados cerca de un borde. La carga a cortante generalmente produce desplazamientos más grandes que la carga a tensión. Esto puede ser atribuido al doblado de la varilla del anclaje y a la deformación del concreto en la dirección de la carga. En caso de anclajes post-instalados esto es especialmente cierto si el anclaje no está a ras con el concreto

en la parte superior de la abertura del hueco, por ejemplo si el concreto fue descascarado o desconchado durante la operación de taladrado.

- **Combinación de carga de tensión y cortante.**

El cálculo de la carga de falla debe contemplar la acción combinada de tensión y cortante y no se deben tratar por separado ya que se puede sobreestimar la capacidad del anclaje.

4.3.3 Comportamiento de anclajes en concretos fisurados.

- **Introducción.**

Cuando los anclajes son instalados en la zona de tensión de los elementos de concreto reforzado, debe asumirse que aparecerán fisuras en el concreto debido a la baja resistencia a la tensión del concreto. La resistencia a la tensión del concreto puede ser total o parcialmente agotada por la restricción de las deformaciones inducidas debidas a contracción, temperatura o flexión, o por el mismo anclaje. Las fisuras pueden ir en una dirección (fisuras simples) o en dos direcciones (fisuras que se cruzan, en el caso de losas que trabajan en dos direcciones) Si el concreto se fisura, la experiencia ha mostrado que existe una alta probabilidad de que la fisura se propague a través de la localización del anclaje. Las consideraciones teóricas también indican que las fisuras se pueden propagar a través de la localización del anclaje. Cuando el anclaje es cargado, crea fuerzas de rajadura (tensión) en el extremo embebido del anclaje. Estos esfuerzos de tensión en el concreto se sumarían a otros esfuerzos de tensión originados por altos momentos de flexión localizados (por ejemplo esfuerzos de flexión y esfuerzos de retracción restringidos). Cuando son usados los anclajes post-instalados, el agujero taladrado puede también actuar como una muesca o

producir una sección transversal en el elemento de concreto con un área de concreto reducida.

- **Modos de falla a tensión.**

Los desplazamientos de anclajes localizados en fisuras se comportan de una manera similar a anclajes en concreto sin fisurar hasta una carga crítica. Esta carga crítica depende del tipo de fisura y del ancho de fisura. Para cargas más altas el desplazamiento de los anclajes en las fisuras son mucho mayores que los valores esperados en concreto sin fisurar y la capacidad del anclaje es reducida significativamente. En principio los modos de falla descritos en las secciones anteriores son también válidos para anclajes en concreto fisurado.

- **Relajamiento.**

Los anclajes adheridos instalados en las fisuras mostrarán un desplazamiento inicial durante el ensanchamiento de la fisura. La cantidad de este desplazamiento depende del diseño del anclaje y ancho de la fisura.

- **Resistencia última a tensión.**

En el caso de los anclajes adheridos (rellenados mediante mortero con base en cemento o con mortero adhesivo de base química) las fisuras pueden perturbar la adherencia entre la interfaz concreto-relleno. Por tanto la carga de falla de los anclajes adheridos en concreto fisurado es significativamente más pequeña que el valor medido en el concreto sin fisuras (Ver Anexo A, Figura 5). En la figura se observa la relación entre carga de falla en concreto fisurado a la carga de falla en concreto sin fisurar en función del ancho de la fisura. Para ancho de fisura entre 0.2 y 0.4mm en promedio se obtiene una carga de falla de 50% de la carga en

concreto sin fisurar. La gran dispersión de los resultados es causada por la distribución aleatoria de las fisuras alrededor de la perforación del anclaje y a lo largo de la longitud del anclaje. Si el ancho de las fisuras va cambiando debido a la fluctuación de las cargas, la carga de falla del anclaje es aún más reducida o el anclaje puede hasta ser extraído. Si se presentan fisuras en el concreto paralelas a la barra entonces la resistencia de adherencia de la varilla post-instalada será reducida. Bajo condiciones similares los anclajes ubicados en la intersección de dos fisuras fallan en cargas aproximadamente un 20 por ciento inferiores que los anclajes colocados en fisuras que corren en una única dirección. Esto puede ser explicado por el hecho de que los efectos descritos arriba ocurrirán en ambas direcciones y no en una dirección como en el caso de las fisuras simples. A continuación se mencionan aspectos relacionados con la influencia sobre la resistencia del anclaje de los esfuerzos a tensión generados por la acción estructural. El traslape de esfuerzos de tensión en el concreto causados para las cargas actuantes sobre la estructura y los esfuerzos inducidos localmente por los anclajes cargados afectan la resistencia del anclaje y pueden reducir la resistencia del elemento en donde está colocado el anclaje. Por ejemplo si los anclajes están localizados en la zona de cortante de vigas y losas y en la zona de anclaje y traslapes de barras de refuerzo, altos esfuerzos de tensión locales ya han sido inducidos en el concreto debido a las cargas de la estructura y se combinan con los esfuerzos de tensión inducidos en el concreto por el anclaje. En este caso la transferencia de los esfuerzos de tensión en el concreto es crítica especialmente en la zona de traslape si no existe confinamiento con estribos.

Si anclajes cortos son usados, ellos son anclados en el recubrimiento de concreto o entre las barras de refuerzo. En estas circunstancias, altos esfuerzos de tensión son inducidos barras de refuerzo. El recubrimiento de concreto por la acción de adherencia de las barras de refuerzo. Estos esfuerzos interceptan los esfuerzos de tensión inducidos en el concreto por el anclaje. La resistencia del concreto en el recubrimiento y en la región de las varillas puede ser inferior que en el núcleo del

elemento debido a la pobre compactación, especialmente en las secciones con refuerzo con poco espaciamiento. Además este acero de refuerzo reduce el área de concreto disponible para la transmisión de las fuerzas de tensión. Debido a estas condiciones se debe esperar una reducción significativa de la carga de falla de todos los tipos de anclaje. Otra aplicación crítica es la transferencia de fuerzas dentro de la zona de tensión en la región de cortante de losas sin refuerzo a cortante. En conclusión y de acuerdo con lo explicado anteriormente la capacidad de carga de anclajes adheridos que trabajan por acción por material se ve reducida considerablemente en concreto figurado.

- **Modos de falla y resistencia última a cortante.**

En anclajes colocados en concreto fisurado y cargados a corte fallará el concreto (poca distancia al borde), o fallará el perno (grandes distancias al borde) o una combinación de las dos. Bajo condiciones similares la carga de falla de anclajes con una poca distancia al borde y cargados hacia el borde serán menores en concreto fisurado que en concreto sin fisurar debido a la perturbación de la distribución de esfuerzos en el concreto por las fisuras. Se puede asumir que la disminución de resistencia es casi la misma que para las cargas de tensión, de aproximadamente 40 por ciento. La reducción es menor si existe refuerzo en el borde.

4.4 CONSIDERACIONES DE DISEÑO DE ANCLAJES QUÍMICOS.

4.4.1 Introducción. A continuación se discutirán varios aspectos involucrados en el desempeño de los anclajes químicos en el concreto y que deben ser considerados en el diseño de los anclajes para asegurar su correcto funcionamiento. La resistencia del sistema de anclaje y su desempeño a largo plazo dependen de una variedad de factores que deben ser evaluados para el

anclaje específico a ser usado. Algunos factores a ser considerados incluyen la resistencia del material del anclaje (a fluencia y última), el diámetro del agujero y el sistema de perforación utilizado, la longitud o profundidad del anclaje el espacio anular entre el anclaje y el agujero taladrado, la resistencia y condición del concreto (fisuras), el tipo y la dirección de la aplicación de la carga (estática, dinámica, a tensión, a cortante, a flexión, o cargas combinadas), la distancia a otros anclajes y a los bordes, la temperatura, la limpieza de la perforación, sistema de colocación del adhesivo, el modo de falla del sistema de anclaje (rotura del concreto, rotura del acero, adherencia), condiciones ambientales para resistencia a la humedad y a la corrosión y comportamiento a fluencia plástica. Se recomienda la evaluación de las condiciones de la estructura o del elemento de concreto para la verificación del desempeño del anclaje para las aplicaciones críticas. Para los anclajes químicos, deben ser desarrolladas pruebas con el propósito de determinar el comportamiento a la fluencia plástica a largo plazo y disminución de la capacidad de carga ante la mayor temperatura del servicio esperada. Para todos los sistemas de anclaje, las instrucciones de instalación deben ser atendidas rigurosamente a fin de asegurar un apropiado desempeño del sistema de anclaje.

4.4.2 Aspectos operativos del sistema de anclaje.

- **Condiciones de carga.**

Las principales consideraciones en la determinación de los requerimientos para los anclajes en concreto incluyen el tipo de carga que el anclaje experimentará, y la posibilidad de que el concreto se fisure en la vecindad de los anclajes. Existe una alta probabilidad de presencia de fisuras cuando los anclajes son localizados en la zona de tensión de un elemento de concreto. La capacidad de los anclajes en concreto fisurado se ve reducida con respecto al concreto sin fisurar. En el concreto fisurado, la capacidad del anclaje está influenciada significativamente por el tipo de anclaje y el ancho de la fisura en la región del anclaje. En las regiones de los esfuerzos a tensión, puesto que el ancho de las fisuras a flexión es máximo

en la superficie del concreto y decrece con la distancia lejana de la superficie, el diseñador debe usar anclajes profundos (anclados en la zona de compresión del elemento o anclajes diseñados para desempeñarse en concreto fisurado. Los anclajes que se desempeñan bien, en un nivel de carga dado en concreto sin fisurar, pueden fallar completamente en concreto fisurado bajo cargas de la misma magnitud. El criterio para el diseño y selección de los anclajes en concreto deberá tener en cuenta estos aspectos. Los aspectos económicos o los relacionados con ellos pueden dictaminar el diseño para un modo de falla seleccionado. Las instalaciones como barandas de puentes y las señales de tráfico en vías podrían potencialmente recibir cargas accidentales, que no son cargas de diseño razonables. En dichos casos es prudente diseñar para la falla del segmento de la estructura más fácilmente reemplazable, sea esta el perno de anclaje o una pieza separada de la estructura. Debe tenerse cuidado en el diseño en los modos de falla seleccionados a fin de mantener la integridad del sistema estructural primario. La tendencia a diseñar anclajes con base solamente en sus cargas a tensión o cargas de cortante no se aconseja ya que realmente casi siempre están involucrados la flexión, la acción de palanca y la redistribución de cargas que producen acciones combinadas sobre el sistema de anclaje.

- **Condiciones ambientales.**

La consideración del ambiente de servicio es esencial para la longevidad del servicio del sistema de anclaje, particularmente en áreas donde el anclaje puede entrar en contacto con ambiente salino. El acero sin protección es particularmente vulnerable a la corrosión cuando está expuesto a la atmósfera. La corrosión reducirá la habilidad de los anclajes para funcionar correctamente. En donde el acero está bajo un alto esfuerzo sostenido, existe un mayor potencial para la falla de corrosión por esfuerzo. Si la resistencia a fluencia del acero del anclaje es menor que 840 N/mm² la corrosión por esfuerzo es menos probable que llegue a ser un problema. Sin embargo se deben tomar precauciones cuando se usan

cloruros en la zona de anclaje ya sea por ataque externo o como parte de la mezcla del concreto. Sistemas de recubrimientos protectores, o el uso de materiales resistentes a la corrosión, deben ser considerados en ambientes corrosivos. El uso de recubrimientos delgados de zinc no proporciona protección permanente contra la corrosión bajo condiciones de exposición normal en exteriores. El detalle o diseño apropiado asegurará que el agua no pueda alcanzar anclajes en de ambiente salino o expuestas a la humedad. Los periodos alternados de humedecimiento y secado se distinguen por producir corrosión aún en ausencia de cloruros. Los adhesivos químicos u otros materiales que tengan alta tasa de fluencia plástica a elevadas temperaturas no deben ser usados en áreas de alta temperatura o posible exposición a fuego Investigaciones especiales pueden también ser necesarias para determinar los posibles efectos en los anclajes de los químicos usados en los procesos en las plantas industriales. La exposición intermitente puede ser una condición de servicio más severa que la exposición continua. También puede ser necesaria la determinación de la resistencia en el agua de mar y/o agua con alto contenido de sulfatos. El comportamiento en ambientes húmedos y a radiación también debe ser estudiado.

- **Comportamiento.**

Comportamiento de los anclajes post-instalados.

4.4.3 Materiales.

- **Concreto.**

Cuando la capacidad del anclaje está controlada por la resistencia del concreto, son generalmente las propiedades a tensión del concreto las que controlan las fallas de cono. Las propiedades a tensión del concreto varían más que las propiedades a compresión. Las propiedades a tensión del concreto también

influyen la adherencia y afectan aquellos tipos de anclaje que dependen de la adherencia para desarrollar su capacidad. La relación de resistencia tensión-compresión puede ser complicada por la influencia del tamaño del grano, tipo y distribución de las partículas del agregado. Por esta razón, las prácticas constructivas que permiten segregación del agregado incrementarán la variabilidad de la resistencia a tensión más que la resistencia a compresión. La segregación del agregado es influenciada por el asentamiento del concreto, la altura de la caída del concreto y la cantidad de la vibración durante la colocación. Por esta razón, la capacidad de los anclajes puede variar dependiendo de su localización en las paredes y en las losas dependiendo si están en la cara superior o inferior. En la Sección 4.0 de ICBO AC-58 se dan indicaciones sobre las características para el concreto usado en la evaluación de anclajes químicos.

- **Acero.**

El tipo de acero utilizado en los anclajes depende en gran parte del método de anclaje pero también puede estar influenciado por el método de aseguramiento de la platina base o del sistema de sujeción a los anclajes. Es deseable limitar la resistencia a fluencia de los anclajes con cabeza a ASTM A 325 o a materiales de resistencia inferior, debido a la naturaleza quebradiza de los aceros de más alta resistencia. El tratamiento de Zinc causa fragilidad adicional y reduce la resistencia a la fatiga para pernos de acero de más alta resistencia. Al acero con resistencia a fluencia mayor de 840 N/mm² se le ha encontrado una alta susceptibilidad a la corrosión por esfuerzo en la mayoría de los ambientes de anclaje. En el caso de varillas de refuerzo las resistencias a tensión usadas son de 420 N/mm² y 500 N/mm².

- **Adhesivos.**

El material encargado de lograr la pega del anclaje en el concreto lo constituye el adhesivo. En el Capítulo 2 se mencionaron los adhesivos polímeros usados en los anclajes químicos.

4.4.4 Bases de diseño de anclaje de varillas. En la práctica cada vez más son efectuadas conexiones entre elementos de concreto reforzado con varillas de refuerzo post-instaladas con un mortero adhesivo en huecos perforados en el concreto existente. Ejemplos como los siguientes casos:

- Vaciado de losas de pisos adicionales.
- Cerramiento de aberturas temporales.
- Vaciado de nuevos muros o ampliación de edificios existentes.
- Conexión de columnas con la fundación.
- Conexión de elementos en voladizo como balcones, escaleras y losas de llegada en las estructuras existentes.
- Rehabilitación y reforzamiento sísmico de elementos estructurales.

En estos casos las barras de refuerzo han de ser ancladas a los elementos existentes reforzados o han de ser traslapadas con el refuerzo existente. En el capítulo anterior ya se había discutido el hecho de que un anclaje es realmente un sistema de anclaje dada la multiplicidad de elementos y factores que están involucrados en su funcionamiento.

El diseño de los anclajes al concreto es usualmente controlado por códigos que gobiernan tanto el concreto como el acero estructural. Sin embargo, en el caso de anclajes químicos otro material presente en el sistema es el adhesivo que es el

encargado de pegar el elemento metálico al concreto. Existe la problemática que en la práctica del anclaje de varillas post-instaladas se han venido utilizando longitudes de anclaje mucho menores a las que normalmente se especifican en los códigos de diseño de estructuras de concreto reforzado y sin embargo se especifica que la falla es del acero, es decir que la falla va a ser dúctil. Sin embargo como se explicó en el ítem 3.2 el modo de falla para pequeñas longitudes de anclaje se puede dar por el concreto o por adherencia y si el concreto está fisurado el problema es mas complicado aún. De esta forma se han llevado a cabo investigaciones con respecto al diseño de anclaje de varillas post-instaladas que se describen a continuación. Existen dos métodos para el diseño de anclaje de varillas post-instaladas. Un método simplificado consiste en diseñar el anclaje de acuerdo con todos los requerimientos definidos por los códigos de concreto reforzado, tales como el ACI-318 o el CEB-FIB Model Code o el EC2. Sin embargo por tratarse de anclajes post-instalados hay que tener en cuenta ciertos requerimientos adicionales tales como los propuestos por el Grupo de Trabajo Especial del Comité fib Fastenings to Concrete and Masonry Structures en el borrador del documento "Design Of. Post-installed Rebar Connections", por ejemplo con respecto a espaciamiento y recubrimiento mínimo de concreto, dependiendo del sistema de taladrado (Ver Anexo A, Figura 6).

Otro método de diseño es trabajar con modelos de cálculo más exactos que tienen en cuenta las características geométricas existentes de los elementos de concreto (Ver Anexo A, Figura 8b) y no las condiciones mínimas de espaciamiento y distancia al borde mas conservadoras que definen los códigos de diseño de concreto reforzado (Ver Anexo A, Figuras 7, 8). Además es tomada en cuenta la resistencia de adherencia real del mortero adhesivo. De esta forma la resistencia de adherencia de los morteros adhesivos es mejor aprovechada y se pueden obtener menores longitudes de anclaje y de traslapo que las que definen los códigos (Ver Anexo A, Figura 9). Existen investigadores que se han ocupado del tema y proponen modelos de diseño menos conservadores que los de los códigos.

Tal es el caso de investigaciones de la Universidad de Kansas, Darwin, Zavaregh, de 1996 y de investigaciones mas recientes de la Universidad de Stuttgart, Eligehausen, Spieth, del 2001 (Ver Anexo A, Figura 9). A continuación se mencionan ciertos aspectos del diseño simplificado de anclaje de varillas con base en los códigos de concreto reforzado.

- **Diseño simplificado de anclajes de varillas según los códigos de concreto reforzado.**

Cuando la carga del anclaje es transferida del acero al concreto mediante el desarrollo de la adherencia, la transferencia del máximo esfuerzo ocurre cerca de la superficie y disminuye con la profundidad. La longitud embebida, requerida para desarrollar completamente la resistencia del acero en tensión, es una función de la rugosidad de la superficie del perno de anclaje o barra (tamaño y distribución de las deformaciones). Bajo cargas sostenidas, la adherencia es afectada por la fluencia plástica del concreto en la zona de alto esfuerzo cerca de la superficie. En el caso de anclajes químicos la fluencia plástica y relajamiento pueden presentarse y su comportamiento varía de acuerdo al tipo de adhesivo. Los anclajes adheridos han sido típicamente fabricados con barras lisas, barras o varillas de refuerzo corrugadas y pernos roscados totalmente. Las longitudes de desarrollo básicas que aparecen en los código de diseño de estructuras de concreto reforzado (ACI, EC) están basadas en el recubrimiento mínimo (c) de concreto (distancia al borde) y en el espaciamiento mínimo (s) de un número ilimitado de varillas (Ver Anexo A, Figura 7). La longitud de desarrollo básica de varillas corrugadas con un gancho de 90° al final de la barra es aproximadamente el 50 por ciento de la longitud de desarrollo de las barras rectas. El uso de varillas lisas para refuerzo fue excluido del Código de Construcción en 1971 (ACI–ASCE Committee 326, 1962). La longitud de desarrollo para barras lisas es generalmente considerada como el doble de las barras corrugadas. Las longitudes de desarrollo dadas en ACI 318 aseguran que la capacidad del concreto es mayor que la de la

fuerza de fluencia de la varilla (falla por fluencia del acero). El modo de falla “por rotura del cono de concreto” no fue considerado porque comúnmente este modo no ocurre cuando se desarrolla la falla del refuerzo. Sin embargo, el modo de falla “rotura del cono de concreto”, al igual que la falla por adherencia o combinación de estos es bastante típico para anclajes superficiales excluyendo condiciones de distancia a los bordes y las condiciones de espaciado entre varillas, la resistencia producida por una sola varilla de refuerzo puede ser desarrollada en concreto sin fisurar de 21 N/mm² (3000 psi) en una profundidad aproximada de 15 diámetros de la varilla (varilla recta) o 10 diámetros de la varilla (varilla con gancho). Para descartar una falla de rotura del cono de concreto, la longitud de desarrollo debe incrementarse por un factor superior a cuatro para tener en cuenta los efectos de recubrimiento, número y espaciado de las varillas. Un incremento adicional de la longitud de desarrollo por un factor de uno y uno y medio a dos es necesario si los anclajes están localizados en una zona a tensión fisurada de un elemento de concreto reforzado.

La mayoría de las situaciones de anclajes no involucran valores mínimos para el espaciado y recubrimiento. Las estipulaciones del código serán muy conservadoras si barras individuales son ancladas en concreto sin fisurar bien alejadas de los bordes. No obstante, las estipulaciones del código pueden no ser conservadoras si un grupo de varillas, con o sin una pequeña distancia al borde, es anclado en concreto sin fisurar o en una zona de tensión (fisurada) de elementos de concreto reforzado. Basado en los resultados de ensayos la longitud de adherencia o anclaje de varillas postinstaladas debe ser calculada de acuerdo a los códigos para concreto reforzado y pueden ser aún mayores si fisuras son esperadas paralelas a las barras. Los códigos tienen en general en cuenta el efecto del recubrimiento de concreto y el espaciamiento entre barras. Los resultados de ensayos han mostrado que en concreto no fisurado la resistencia de adherencia de varillas post-instaladas es al menos tan alta como la resistencia de

adherencia de varillas preinstaladas siempre y cuando sean usados productos adherentes adecuados y el hueco sea limpiado eficientemente.

Adicionalmente hay que tener en cuenta ciertos requerimientos por tratarse de anclajes postinstalados, tales como los propuestos por el Grupo de Trabajo Especial (SAG) del Comité fib Fastenings to Concrete and Masonry Structures en el borrador del documento “Design Of. Postinstalled Rebar Connections”, agosto 2003, de acuerdo con las investigaciones realizadas en la Universidad de Stuttgart, Alemania (Ver Anexo A, Figura 6). El documento también trata el tema de protección pasiva al fuego y muestra ejemplos de campos de aplicación de anclajes de varillas (Ver Anexo A, Figura 10)

- **Consideraciones de resistencia de anclajes químicos.**

- **Resistencia a la extracción o arrancamiento.**

La aptitud del adhesivo como pegante para desarrollar la resistencia del anclaje de acuerdo con el modo de falla deseado puede ser verificada a través de ensayos no restringidos. Sin embargo hay que tener en cuenta que se está evaluando un sistema de anclaje y el ensayo no está caracterizando solamente al elemento adhesivo sino todos los demás elementos constitutivos del sistema de anclaje tales como el perno, concreto, distancias al borde, dimensiones, profundidad, estado de fisuramiento del concreto, condiciones de carga, condiciones ambientales. Los ensayos no restringidos pueden ser para carga estática, dinámica o sísmica, fatiga.

El adhesivo propiamente dicho debe cumplir unos estándares de control de calidad para comprobar su aptitud o idoneidad de uso en anclajes entre ellos está la resistencia de adherencia. En los diseños gobernados por falla del concreto o del acero, (Ver ítem 3.2.3 y siguientes) la profundidad del anclaje es tal que no se

debe presentar falla en el adhesivo, y en este caso la resistencia de adherencia es mayor que la del concreto y el acero. En la falla por adherencia es crítica la resistencia de adherencia del adhesivo (Ver ítem 3.2.3 y siguientes) presentándose la falla en el adhesivo.

La resistencia de adherencia es evaluada por medio de ensayos restringidos. La resistencia a la extracción es generalmente determinada por la aplicación de una carga a tensión axial al anclaje hasta que ocurra una falla a tensión. La aptitud del sistema de anclaje para desarrollar la completa resistencia a la extracción del anclaje, determinada por el método de ensayo ASTM E 1512, depende mayormente de la resistencia de adherencia del adhesivo, la cual puede ser influenciada significativamente por las condiciones de instalación (limpieza del hueco), humedad del concreto o condiciones de humedad del hueco, temperatura y sistema de taladrado. Esta prueba evalúa, entre otros aspectos, la habilidad del adhesivo de pegar y curar bajo las condiciones de humedad y preparación de la superficie realmente encontrada en la aplicación.

- **Resistencia a la fluencia plástica.**

Muchos elementos de anclaje que han sido adheridos dentro del concreto son sometidos a una carga constante, por ejemplo accesorios que han sido colgados de los anclajes. Por consiguiente, la resistencia a la fluencia plástica del sistema de anclaje debe ser cuidadosamente considerada. Para las aplicaciones críticas se recomienda efectuar ensayos previos de un modelo.

- **Diseño de la instalación.**

El diseño de la instalación de anclajes post-instalados debe contemplar aspectos tales como el estado actual de los elementos de concreto en donde se instalarán

los anclajes, condiciones de operación del sistema de anclaje y las condiciones de campo. Las tolerancias de colocación pueden ser o no críticas y deben ser determinadas por la aplicación.

4.5 ESPECIFICACIONES PARA ANCLAJES QUÍMICOS

Existen a nivel mundial especificaciones para anclajes químicos, tales como el estándar Norteamericano ICBO AC 125 y los europeos EOTA-ETAG Parte 5 y PR-EN-1504. El ETAG aplica para anclajes sujetos a cargas estáticas o cuasi-estáticas y no a anclajes sujetos a impacto o cargas sísmicas o cargados a compresión, y en concreto con y sin fisuras.

El ICBO (International Conference Of. Building Officials) en su especificación AC58-noviembre de 2001; "Criterios de aceptación para anclajes químicos en elementos de concreto y mampostería", definen en la sección 3.2 los ensayos que se piden al fabricante como control de calidad para el material adhesivo o a los componentes y que sirvan de huella del material:

- Espectrografía Infrarroja.
- Resistencia de Adherencia (ASTM E-1512).
- Gravedad Específica.
- Tiempo Gel.

Los criterios de aceptación del ICBO AC 58 son validos solo para concretos sin fisuras. Los ensayos ambientales según ASTM E-1512 "Ensayos de adherencia de anclajes químicos" sección 7.4 y según ICBO AC 58 "Criterios de aceptación para anclajes químicos" sección 5.3 están diseñados para determinar el efecto de carga e influencia ambiental en la resistencia de adherencia del adhesivo. Para asegurar

la falla de adherencia se debe usar una barra de alta resistencia para prevenir falla por fluencia del acero. Los ensayos pueden ser restringidos o no restringidos. En el ensayo restringido (Ver Anexo A, Figura 11)] la fuerza de reacción debe estar cerca al perno o barra para prevenir falla del concreto. Los ensayos estáticos, sísmicos y de fatiga según ASTM E-1512 sección 7.2 y 7.3 y según ICBO AC58 sección 5, deben ser no restringidos y sirven para determinar la capacidad de carga del sistema de anclaje para usar en datos de diseño. Los ensayos investigan no solo el desempeño a tensión y cortante sino también los efectos de múltiples factores influenciadores que incluyen tipos de anclaje, material adhesivo o relleno, dirección de carga resistencia del concreto, localización del anclaje, incluyendo espaciamiento entre anclajes y distancia al borde, y profundidad del anclaje (AC 58 sección 5.2.1). De esta forma con ensayos estáticos, de fatiga y sísmicos no restringidos no se puede caracterizar o estudiar un solo parámetro, por ejemplo solo el adhesivo y sirven principalmente para estudiar todo el sistema de anclaje. Cuando se elaboran tablas de capacidad de carga con los resultados de los ensayos hay que tener en cuenta que los valores son válidos únicamente para las condiciones del ensayo y cualquier extrapolación a condiciones diferentes debe ser tomada con precaución y es de absoluta responsabilidad del diseñador. El AC58 no da los valores a cumplir para los parámetros de control de calidad del material adhesivo según los criterios de aceptación. Los datos que da el fabricante son la huella del material y el control de calidad rutinario debe verificar que la huella patrón siempre se cumpla. Los criterios de aceptación del adhesivo deben derivarse de resultados de ensayos sobre anclajes o de especificaciones reconocidas. El ICBO AC58 contempla diferentes tipos de adhesivos como epóxicos, poliéster, vinilester, poliuretanos y metilmetacrilatos.

4.5.1 Especificaciones para adhesivos epóxicos. El ICBO AC58, sección 3.2. Especifica que otros métodos de ensayo para control de calidad pueden ser

propuestos y que deben ser aceptados por el ICBO ES antes de iniciarse los ensayos.

Los adhesivos epóxicos son los más usados en la práctica y por consiguiente los que están más normalizados. La especificación norteamericana ASTM C881, clasifica los diferentes tipos de adhesivos epóxicos de acuerdo a su uso en siete tipos (I-VII), y para cada tipo da las especificaciones correspondientes. Los adhesivos epóxicos para aplicaciones estructurales de pega entre concreto y acero como el caso de anclajes están clasificado como tipo IV y como tipo I para aplicaciones no estructurales.

Entre otros, están dados los requerimientos para resistencia de adherencia (requerimiento del ICBO AC 58), tiempo gel (requerimiento del ICBO AC 58), temperatura de deflexión HDT, absorción de agua, resistencia a compresión, modulo de elasticidad y gravedad específica (requerimiento del ICBO AC 58).

4.6 RESUMEN

En la práctica cada vez más son efectuadas conexiones entre elementos de concreto reforzado con varillas de refuerzo post-instaladas con un mortero adhesivo en huecos perforados en el concreto existente. Sin embargo existen en la práctica de diseño criterios muy diversos con respecto al cálculo del anclaje de las varillas y la tendencia es usar longitudes de anclaje pequeñas, mucho menores a las que normalmente exigen los códigos de diseño de concreto reforzado (DIN 1045 / EC2 / NSR-98), además no se tiene en cuenta el efecto de fisuras del concreto. El objetivo de este documento es dar información sobre el comportamiento de anclajes post-instalados con morteros adhesivos y criterios de diseño de varillas ancladas al concreto. Con el uso de morteros apropiados no hay diferencia significativa en la capacidad de carga de una conexión con respecto a

refuerzo preinstalado. (Excepciones: fisuras longitudinales, refuerzo transversal insuficiente, temperatura) Diseño de anclaje de varillas simplificado: Dimensionado de las longitudes de traslapo según DIN 1045 / EC2 / NSR 98. Con estas longitudes se garantiza falla del acero o falla dúctil. Diseño de anclaje de varillas más exacto:

Las características geométricas existentes son tenidas en cuenta y no las distancias mínimas entre ejes y al borde dadas por los códigos de concreto reforzado.

Menores longitudes de anclaje y de traslapo. La resistencia de adherencia depende principalmente de la limpieza del hueco, especialmente en concreto húmedo. Anclaje de varillas sin refuerzo de conexión solo se permite en varillas a compresión. Anclajes con longitudes de anclaje pequeñas, menores a aprox. $15d_s$, y sin refuerzo de conexión se comportan como anclajes adheridos y se deben diseñar como tal. En tal caso la falla puede ser dúctil o frágil. La capacidad de carga de anclajes adheridos se reduce considerablemente en concretos fisurados. El uso de tablas con datos de capacidad de carga o programas debe hacerse con precaución; tener en cuenta las condiciones para las cuales son válidos los datos dados en tablas. Comúnmente no se puede generalizar el diseño de un sistema de anclaje y para cada caso específico el diseñador debe analizar el comportamiento del sistema de anclaje y de acuerdo a esto efectuar el diseño. Montaje por personal de obra especialmente entrenado y certificado, con uso de equipos especiales. Uso de adhesivos aprobados que cumplen especificaciones para el caso de anclajes estructurales (aplicaciones reglamentadas).

5. CONCLUSIONES

Cuando se realice el proyecto de refuerzo de columnas por medio de muros patín, se debe considerar no únicamente las características de comportamiento de columnas, sino se deberá contemplar el comportamiento del conjunto o sistema estructural. Chequeo de vigas y rigidez de las zapatas.

Mejoramiento del comportamiento de la estructura ante un sismo mejorando su resistencia y aumentando su rigidez.

El reforzamiento de las columnas con muros patín reduce la luz libre de las vigas después del refuerzo. Se deberá tomar las precauciones necesarias para evitar, aun con el acortamiento del claro de cortante de la viga, una falla frágil de cortante en la misma, sobre todo en edificios donde se espere la formación de un mecanismo de falla con articulaciones en los extremos de las vigas. Por lo que se propone que la relación entre la luz libre de la viga (l_o) y el peralte de la viga (D), (l_o / D) deberá ser mayor que cuatro (4).

Por regla general, los muros patín se colocan simétricamente respecto a una columna existente con el fin de aumentar la eficiencia en el comportamiento del sistema y mejorar el mecanismo de transferencia de fuerzas laterales.

Respecto a las menores dimensiones de la longitud y ancho del muro patín se determinará considerando las condiciones de eficiencia y constructibilidad del mismo, respecto al límite superior de la longitud del muro patín considerando los límites establecidos, se recomienda que la longitud del muro patín a un lado de la columna no sea mayor de dos veces la dimensión de la columna en esa dirección.

Es recomendable proyectar el refuerzo la estructura de manera que no se necesite refuerzo en la cimentación. Se reforzará la cimentación sólo cuando el método de refuerzo sea simple, la construcción sea posible sin problemas de costos y si el refuerzo es sumamente efectivo para mejorar la resistencia del edificio. De no presentarse un procedimiento con esas características se recomienda modificar o cambiar el procedimiento de reforzamiento.

El diseño de anclajes debe efectuarse de acuerdo a los códigos o normas estipulados y en caso necesario se deben hacer ensayos de comprobación o evaluación del comportamiento del sistema de anclaje.

El uso de tablas con datos en el diseño de anclajes con capacidad de carga deben hacerse con precaución Tener en cuenta las condiciones para las cuales son validos los datos dados.

Las longitudes de anclaje por código (ACI, EC2,DIN 1045) básicas dadas en los códigos están basadas en recubrimiento de concreto mínimo y espaciamiento mínimo de un número ilimitado de varillas.

Las longitudes de anclaje básicas dada en los códigos aseguran falla del acero.

La resistencia a fluencia de una varilla anclada puede ser desarrollada en un concreto de 21 MPA con una longitud de anclaje de aproximadamente 15 db. (ACI).

Como ejemplo de cálculo se toma un edificio regular despreciando la torsión presente en el edificio. El uso de estructuras irregulares aumenta los riesgos de falla por torsión debido a las asimetrías de las masas y rigideces.

El método de análisis propuesto es lineal los reglamentos modernos de diseño sísmico incluida la NSR – 98 aceptan que para sismos severos las estructuras pueden incursionar en el rango inelástico.

BIBLIOGRAFÍA

GARCIA REYES, Luis Enrique. Columnas de Concreto Reforzado. Universidad de los Andes

NILSON, Arthur H. Diseño de Estructuras de Concreto. 12 ed.

Normas Técnicas Sismorresistente NSR - 98

ROCHEL AWAD, Roberto. Hormigón Reforzado NSR – 98 Segunda Parte.

TAKESHI, JUMONJI. Cuadernos de Investigación, Guía de diseño para refuerzo sísmico de estructuras existentes de concreto reforzado.

ZAMBRANO, Jorge. Conferencia sobre Anclajes. SIKA

ANEXOS.

Anexo A. Sistemas de Anclaje.

FIGURA 1. ANCLAJES ADHERIDOS TIPO ANCLAJE QUÍMICO (anclaje de pernos y varillas)

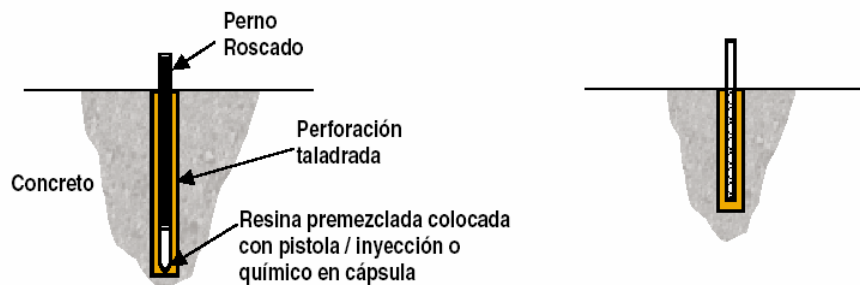


FIGURA 2. PRINCIPIOS DE ACCIÓN DE SISTEMAS DE ANCLAJE

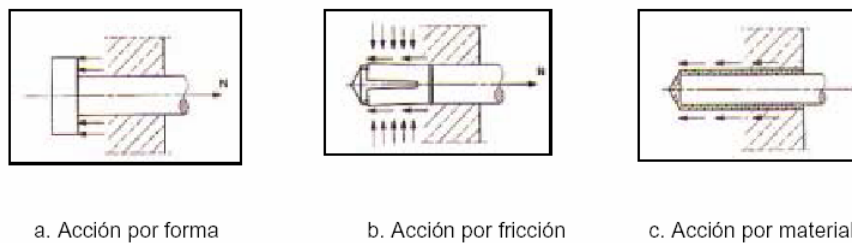


FIGURA 3. CARGAS EN SISTEMAS DE ANCLAJE SISTEMAS DE ANCLAJE

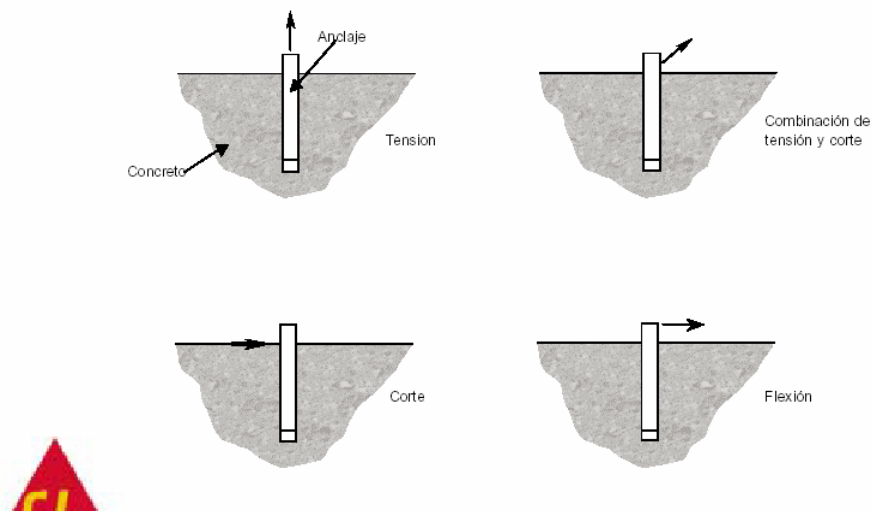


FIGURA 4. MODOS DE FALLA BAJO CARGAS DE TENSIÓN DE SISTEMAS DE ANCLAJE
(Concreto sin fisuras)

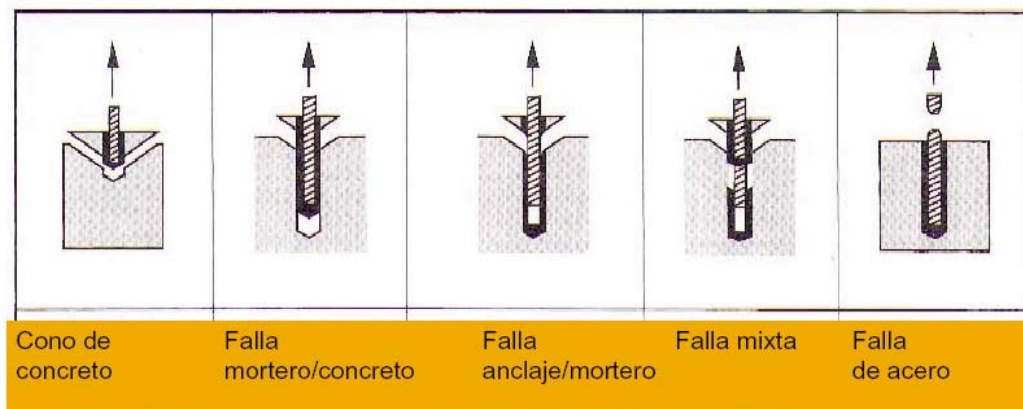


FIGURA 5. COMPORTAMIENTO DE ANCLAJES BAJO CARGAS DE TENSIÓN
(Concreto con fisuras)

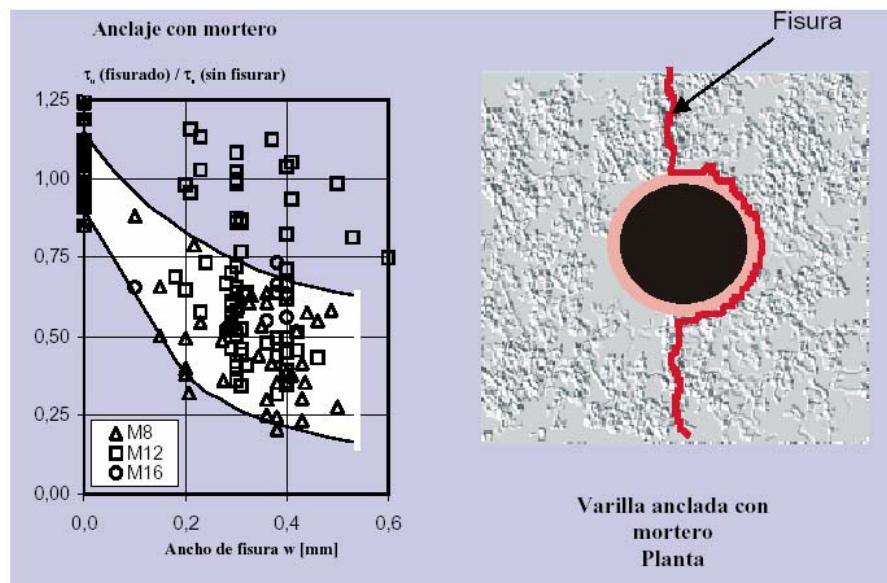
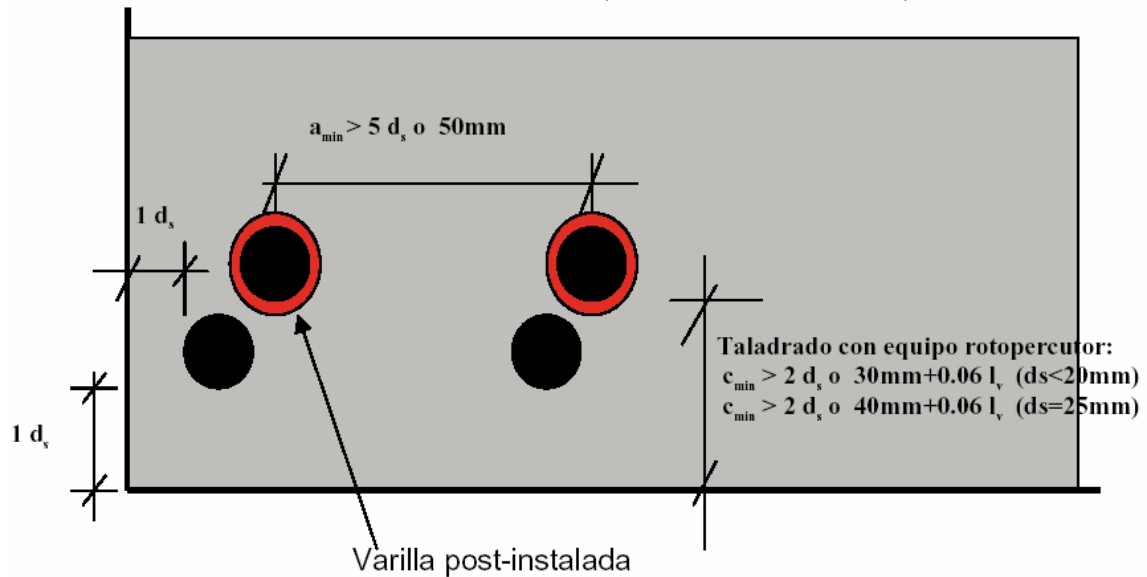


FIGURA 6. ESPACIAMIENTO Y RECUBRIMIENTO DE CONCRETO MINIMOS PARA VARILLA POST-INSTALADA Y TALADRADO CON EQUIPO ROTOPERCUTOR Y EQUIPO CON AIRE COMPRIMIDO (SIN GUIA DE TALADRADO)



Taladrado con aire comprimido (Sin guía de taladrado):

$$c_{min} > 50\text{mm} + 0.08 l_v \quad (d_s < 20\text{mm})$$

$$c_{min} > 60\text{mm} + 0.08 l_v \quad (d_s = 25\text{mm})$$

FIGURA 7. LONGITUDES DE ANCLAJE POR CODIGO DE DISEÑO DE CONCRETO (Basadas en recubrimiento (c) y separación (s) mínimos de un número ilimitado de varillas)

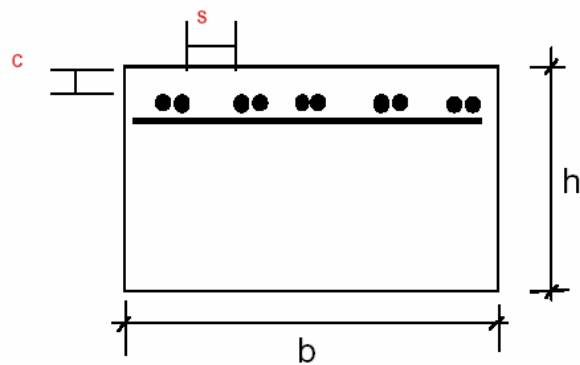


FIGURA 8. CONCEPTO DE DISEÑO SIMPLIFICADO (a) y MAS EXACTO (b) PARA ANCLAJE DE VARILLAS POST-INSTALADAS (Eligehausen, Spieth)

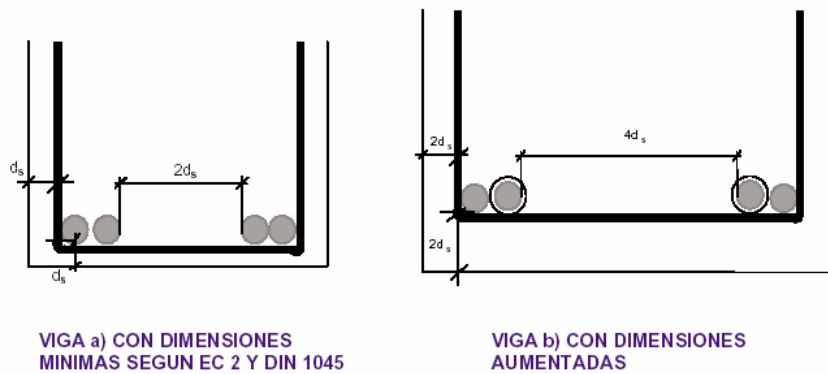
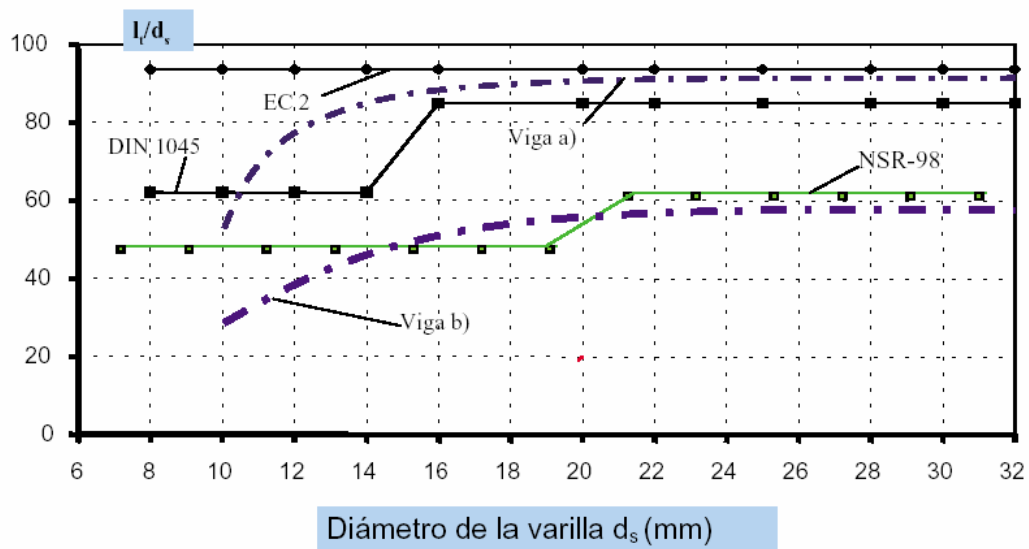


FIGURA 9. COMPARACION DE LONGITUDES DE TRASLAPO (l_t) SEGÚN METODO SIMPLIFICADO (a) Y METODO EXACTO (b)-(Eligehausen, Spieth)



NSR-98: $f_c = 21$ Mpa, Zona I
EC2, DIN 1045: B25 / C20/25

FIGURA 10. ANCLAJE DE REFUERZO PARA CUBRIR LA ENVOLENTE DE TENSION

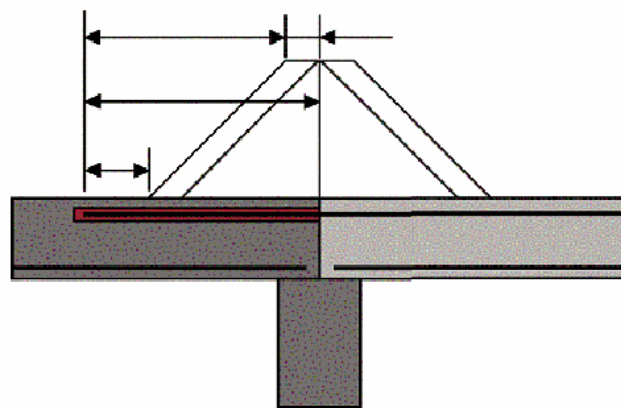


FIGURA 11. ENSAYOS RESTRINGIDOS DE ANCLAJES QUÍMICOS

