



CAPÍTULO I

ASPECTOS GENERALES

1.1. INTRODUCCIÓN

La mayoría de las estructuras de hormigón armado están comprendidas principalmente por vigas y columnas rectangulares.

Las vigas son elementos horizontales sometidos a esfuerzos de tracción simple hasta compresión centrada pasando por flexión, flexo compresión, flexo tracción y esfuerzo cortante, y que tienen la función de captar las cargas y transmitirlas a las columnas, éstas a su vez tienen la función de llevar ésta carga a las fundaciones.

Las columnas, son elementos generalmente verticales cuya misión principal es canalizar las acciones que actúan sobre la estructura hacia la cimentación de la obra, por lo que constituyen elementos de gran responsabilidad resistente. Son elementos sometidos predominantemente a fuerzas de compresión, pueden también estar sometidas a compresión simple, compresión compuesta o flexión compuesta.

Entre los códigos con mayor trascendencia y utilizados están el ACI (*American Concrete Institute*) Y e EHE (*Instrucción de Hormigón Estructural*)

El código ACI es el más importante en los Estados Unidos, para el diseño de hormigón armado, éste código se lo usa principalmente para el diseño de edificios.



Asimismo este código ha sido aceptado también ampliamente en Canadá, México y la mayoría de los países de Sud América, como también ha tenido una enorme influencia en los códigos de hormigón de muchos países alrededor del mundo.

Conforme se adquiere nuevos conocimientos sobre el comportamiento del hormigón armado, el ACI revisa su código con el objetivo de efectuar cambios anuales en el código en forma de suplementos y efectuar revisiones mayores en todo el código cada 6 a 7 años.

La norma EHE es el marco reglamentario que rige en España¹ para el diseño de elementos de hormigón armado, Durante el tiempo transcurrido desde la aprobación de la EHE, se han producido una serie de novedades de carácter técnico y reglamentario que afectan al contenido de dicha Instrucción, que al igual que la norma Americana, la EHE desde que se puso en vigencia a tenido un serie de actualizaciones en sus artículos.

El código Boliviano CBH-87, es una adaptación de la norma española, tienen el mismo principio de diseño, basándose para su análisis de esfuerzos diagrama parábola rectángulo. Por su parte la norma ACI tiene una filosofía diferente a estos dos, su principio de análisis es el diagrama rectangular, o llamado también método simplificado.

Entre otras diferencias también se observan el empleo de los coeficientes de mayoración de carga, como también coeficientes de minoración de resistencia de los materiales, que se utilizan en el diseño de hormigón armado en vigas y columnas.

¹ (EHE), es el nombre que recibe la normativa española sobre el cálculo y seguridad en estructuras de hormigón. En la EHE, la Comisión Permanente del Hormigón intenta recoger las tendencias de análisis estructural, estados límite, durabilidad, ejecución y control e incorporar nuevas tecnologías, como hormigón de alta resistencia. A su vez, se espera la convergencia hacia el Eurocódigo 2.



1.2 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1 Identificación del problema

El año de 1980 por decreto supremo N° 17684, se crea la COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN ARMADO, cuya función principal es **redactar** y **actualizar** la Norma Boliviana de Hormigón Armado, el cual en su parte resolutive manifiesta:

- *Poner en vigencia a nivel nacional la Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87) en sus 18 capítulos y 2 anexos*
- *Aplicación obligatoria tanto el proyecto, diseño, control y construcción de las obras de hormigón armado sean públicas o privadas, como así también de la enseñanza a nivel académico de las universidades del país.*
- *Encomienda a la COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN ARMADO a ser respetar las disposiciones de esta resolución y su actualización permanente de acuerdo con el avance tecnológico*

Actualmente la realidad en nuestro medio es otra; tanto en el ámbito académico como en el ámbito profesional. Se enseña y diseña proyectos con el empleo de las normas ACI y EHE ya actualizadas dejando de lado el código CBH-87 (boliviana), lo que deja en duda la aplicación de la norma boliviana. Esto si bien está vigente; pero, no tiene ninguna actualización hasta el momento. Esto hace que la enseñanza de diseño de hormigón armado en las diferentes universidades se aplique las normas tanto como el ACI y EHE y se deje de lado el CBH-87.

Por otro lado, la mayoría de los países vecinos como la Argentina, Chile, Perú y otros tienen sus códigos adaptados a la norma ACI para diseño de



hormigón armado, lo que indica que la norma ACI año a año va ganando la aceptación y adaptación.

Como así también la mayoría de los programas que salen día a día en el diseño de estructuras utilizan las normas indicadas dando a lugar al usuario porque método desea realizar su diseño.

1.2.2 Formulación del Problema

Poder verificar que diferencias existen en el diseño de vigas rectangulares y columnas cortas con el método del ACI y EHE.

1.3 JUSTIFICACIÓN DEL ESTUDIO

1.3.1 justificación técnica

- Sugerir la estandarización del empleo de metodología de cálculo en estructuras de hormigón armado.
- Hacer la comparación en el diseño entre las normas, ACI y EHE, sugerir cuál de las normas es la más adecuada para el diseño de vigas rectangulares y columnas cortas rectangulares.
- Generar un apoyo bibliográfico para futuros proyectos de investigación, en el ámbito de diseño de vigas rectangulares, y columnas rectangulares cortas

1.3.2 justificación económica

- Al realizar la comparación de los modelos de diseño, se podrá determinar elementos estructuras más económicos.



1.4 ALCANCE DEL ESTUDIO

- Realizar un análisis comparativo de diseño entre las normas ACI y EHE
- Realizar el análisis comparativo entre las variables que intervienen en el diseño de vigas rectangulares y columnas cortas rectangulares.
- Realizar el análisis comparativo considerando los esfuerzos que van desde tracción simple, compresión simple, flexión compuesta
- Realizar el análisis de diseño a corte de los elementos nombrados anteriormente
- Con los resultados obtenidos realizar un cuadro de resumen dando a conocer diferencias y similitudes entre las normas ACI y EHE para el diseño de vigas rectangulares, y columnas cortas rectangulares

1.5 SITUACIÓN ACTUAL

La norma del CBH-87, es una adaptación de la norma Española desde que se puso en vigencia en el país hasta el momento no tiene alguna actualización como se puede constatar en el acta de reunión de la comisión permanente del hormigón armado, que se realizó en la ciudad de La Paz, 2006-07-20, donde se da a conocer lo siguiente:

- De la Comisión 2 de “Materiales”, no se tuvo ningún informe, debido a que los responsables solicitaron permiso.
- El Ing. Miguel Trujillo, representante de la Sociedad de Ingenieros de Bolivia, informó que la Comisión 3 de “Diseño”, mantiene el avance del 90 % de su trabajo. Por otro lado, dijo que se está elaborando el archivo electrónico de la norma CBH-87, de tal manera que este documento normativo, pueda estar disponible a todos, en la página web en el sitio del Comité Virtual de Normalización: Esto debido a que los ingenieros del país, han hecho conocer su preocupación porque casi nadie conoce esta norma.



- El Ing. Rosendo Soruco, representante del Instituto Boliviano de Cemento y del Hormigón, informó que la Comisión 4 “Ejecución”, no ha desarrollado ningún trabajo hasta el momento, debido a que los interesados han dejado en algunos casos la ciudad y en otros han perdido interés; se sugiere recomponer esta comisión.

Mientras que el código del EHE ha sufrido varias actualizaciones y modificaciones en sus artículos, así como también la norma ACI.

Dando a lugar a que se enseñe y aplique estas normas en el diseño de elementos de hormigón armado; en nuestro medio, como también se lo utilice en programas de computación

1.6 OBJETIVOS

1.6.1 Objetivo General

- Realizar una comparación de diseño entre las normas EHE y ACI en el diseño de vigas rectangulares, y columnas cortas rectangulares, para determinar sus diferencias o similitudes si existen

1.6.2 Objetivo Específico

- Analizar los conceptos de diseño vigas y columnas de las normas ACI y EHE
- Realizar el análisis de diferencias o similitudes teóricas entre las normas ACI y EHE en el diseño de vigas rectangulares, y columnas cortas rectangulares
- Hacer la comparación práctica de los métodos mencionados en el diseño de vigas rectangulares, y columnas cortas rectangulares
- Determinar las diferencias de diseño entre normas, ACI y EHE
- Realizar una comparación económica en función de área de armadura calculada de éstas normas en el diseño de vigas rectangulares y columnas cortas rectangulares



1.7 METAS Y RESULTADOS A ALCANZAR

- El presente proyecto tiene la finalidad de hacer una comparación de diseño de las normas, ACI y EHE en el diseño de vigas rectangulares, y columnas cortas rectangulares.
- Realizar una comparación de los coeficientes de minoración de resistencia y mayoración de de carga
- Hacer la comparación de carga y área de acero por los métodos de EHE y ACI en el diseño de vigas rectangulares, y columnas cortas para determinar cuál de los modelos es más costosa



CAPÍTULO II

INTRODUCCIÓN Y FUNDAMENTO TEÓRICO

2.1 INTRODUCCIÓN

Los principales materiales utilizados en la construcción de estructuras son el acero estructural y el hormigón. Pueden utilizarse como materiales predominantes en la estructura pueden usarse conjuntamente (construcción mixta dando lugar al hormigón armado). La mayoría de las estructuras están conformadas principalmente por vigas y columnas generalmente rectangulares. El diseño de estos elementos estructurales está normado por normas de acuerdo a cada país.

2.1.1 FUNDAMENTO TEÓRICO

2.1.1.1 CONCEPTO DE ESFUERZO A FLEXIÓN

El Esfuerzo a Flexión, es la combinación de las fuerzas de tracción y de compresión que se desarrollan en la sección transversal de un elemento estructural para resistir una fuerza axial.

2.1.1.2 CONCEPTO DE ESFUERZO CORTANTE

El Esfuerzo Cortante, es el que se desarrolla a lo largo de un elemento estructural que es sometido a cargas transversales.

2.1.1.3 CONCEPTO DE PANDEO

Pandeo o Flexión Lateral, es la deformación de una estructura vertical, que está sometido a fuerzas de compresión y que produce al colapso del miembro estructural, debido a fallas geométricas y generarse deflexiones laterales.



2.2 NORMAS QUE SE COMPARAN

Para la elaboración del presente proyecto de investigación se usaran:

- ✓ *Norma EHE*
- ✓ *Norma ACI*

2.2.1 JUSTIFICACIÓN DE LAS NORMAS ELEGIDAS PARA LA COMPARACIÓN

En la actualidad entre las normas más utilizadas en nuestro medio tenemos la norma EHE, ACI y CBH-87, de los cuales las dos primeras tienen una larga trascendencia y se han ido actualizándose a lo largo del tiempo.

Esto ha llevado a que éstas normas hayan tenido modificaciones tanto en el aspecto conceptual, modificación de sus coeficientes de mayoración de cargas, minoración de resistencia de los materiales, utilización de ábacos, tablas. Lo que ha llevado a tener una mayor exigencia de los materiales, para así poder tener estructuras más economías.

Sin embargo, la norma del CBH-87, desde que se puso en vigencia hasta el día presente (2009) no se ha hecho ninguna actualización o revisión de la misma, como así también alguna publicación en algún medio electrónico, esto implica que la mayoría de los estudiantes como ingenieros del país no conozcan nuestra norma. Lo que impulsa a que se enseñe y se apliquen otras normas que son de fácil acceso y tienen actualizaciones constantes, dejando así de lado la norma boliviana.



2.2.2 NORMAS CBH-87 Y EHE

La norma del CBH-87 tiene el mismo principio de diseño que la norma del EHE, por lo que se procederá a realizar sólo la comparación entre las normas ACI y EHE, en el diseño de vigas rectangulares y columnas cortas rectangulares.

La norma de EHE (*Instrucción de Hormigón Estructural*), es la norma que rige en España. Ésta norma se basa en el diseño de compatibilidad de deformaciones en las distintas sollicitaciones, adoptando para el hormigón el diagrama parábola-rectángulo y para los aceros, el diagrama birrectilíneo.

Las estructuras deben cumplir, los requisitos de Estabilidad, Resistencia, Funcionalidad y Durabilidad. El procedimiento utilizado para garantizar que se cumplen éstos requisitos con una adecuada fiabilidad o, dicho de otro modo, con una probabilidad suficientemente pequeña, es el Método de los Estados Límite. Si la estructura supera alguno de los Estados Límite, se puede considerar que esta ya no cumple las funciones para las que ha sido proyectada.

Dicho método diferencia los Estados Límite Últimos y los Estados Límite de Servicio agrupando la resistencia y la estabilidad como últimos y los funcionales como de servicio, los Estados límite últimos están relacionados con la rotura y los de Servicio con la utilización.



En cuadro (1) se puede apreciar la comparación de los estados límites

Tabla comparativa de los Estados Límites

Estados Límite Últimos		
E.L.U	Nivel de estudio	Descripción
Rotura	Sección	Por exceso de cortante, flexión, torsión, etc.
Pandeo	Parte o toda la estructura	
Equilibrio	Estructura completa	Vuelco, deslizamiento, etc.
Fatiga	Sección	Rotura por la acción de cargas repetidas

Estados Límite de Servicio		
E.L.S.	Nivel de estudio	Descripción
Fisuración	Sección	Excesiva abertura de fisuras
Deformaciones	Parte o toda la estructura	Excesivas flechas o giros
Vibraciones	Parte o toda la estructura	Producción excesiva de algún tipo de vibraciones

Cuadro (1)

2.3 DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS TEÓRICOS

2.3.1 NORMA EHE

FACTORES DE CARGA

Los factores de carga que utilizan que utiliza la norma son:

Antes

$$F_d = 1.6 * G + 1.6 * Q$$

Actualmente

$$F_d = 1.5 * G + 1.6 * Q$$

Estos factores tratan de cubrir la posibilidad que las acciones alcancen valores superiores a los característicos. La instrucción española hace variar este coeficiente según el tipo de acción que se considere en cada caso tomando en cuenta también el nivel de control de la ejecución de la obra



2.3.1.1 DISEÑO A FLEXIÓN

El estudio de las secciones de hormigón armado tiene por objeto comprobar que, bajo la combinación más desfavorable de acciones, la pieza no tiene que superar cada uno de los estados límites, en el supuesto que los materiales tanto el hormigón como el acero, tuviesen como resistencias reales las resistencias minoradas de cálculo es decir

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} ; \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

Se denomina solicitaciones normales a las que originan tensiones normales *sobre las secciones rectas y están constituidas por un momento flector y un esfuerzo normal, referidos al centro de gravedad solo del hormigón.*

Una sección de hormigón armado sometido a solicitaciones normales puede alcanzar el estado de límite último mediante tres formas diferentes:

Por exceso de deformación plástica del acero, por aplastamiento del hormigón en flexión y por aplastamiento del hormigón en compresión.

Para el análisis de los diferentes diagramas de esfuerzo deformación se admite que:

- 1. Las piezas sometidas a tracción o flexión con pequeñas cuantías el estado limite de agotamiento se origina como consecuencia de una deformación plástica excesiva de sus armaduras al orden de 0.001*
- 2. Las piezas sometidas a flexión con cuantías medias grandes, el estado limite de agotamiento se origina por aplastamiento del hormigón con deformaciones del orden 0.0035*
- 3. Para piezas sometidas a compresión simple o compuesta el colapso de la pieza se origina al orden de 0.002*
- 4. Se establece que las armaduras tienen la misma deformación que el hormigón, admitiendo la hipótesis de las secciones planas.*



2.3.1.2 DIAGRAMAS *TENSIÓN DEFORMACIÓN HORMIGÓN*

Una vez determinada las deformaciones de los materiales se admiten el siguiente diagrama parábola rectángulo para su diseño de hormigón. Como se muestra en la figura (1)

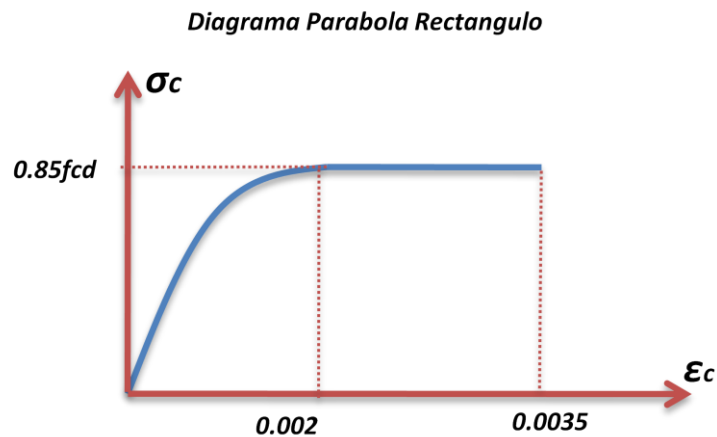


Figura (1)

2.3.1.3 DIAGRAMA *TENSIÓN DEFORMACIÓN DEL ACERO*

Las tensiones correspondientes en cualquier armadura, se obtiene de las deformaciones de las fibras correspondientes mediante el diagrama tensión deformación, siendo ésta calibrada y calculada por los diferentes proveedores de aceros. En el caso de no tener el diagrama característico de éste, la norma Española admite el siguiente diagrama de deformación, con un módulo de deformación longitudinal $E=2 \cdot 10^5$ (Mpa.), como se puede observar en la fig. (2)

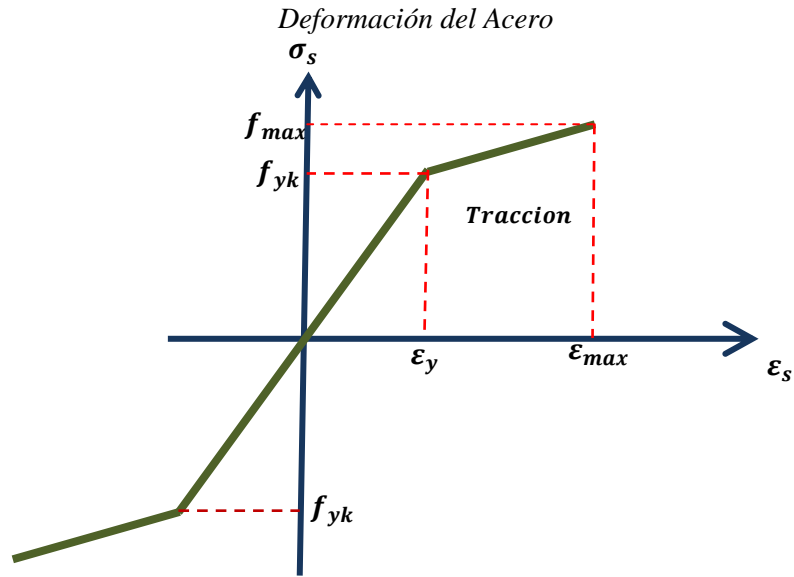


Figura (2)

2.3.1.4 DOMINIOS DE DEFORMACIONES DE LAS SECCIONES

Las deformaciones limites de las seccion, según su naturaleza de la sollicitación, conducen a admitir varios dominios que han sido esquematizado en la figura (3)

Diagrama de Pivotes

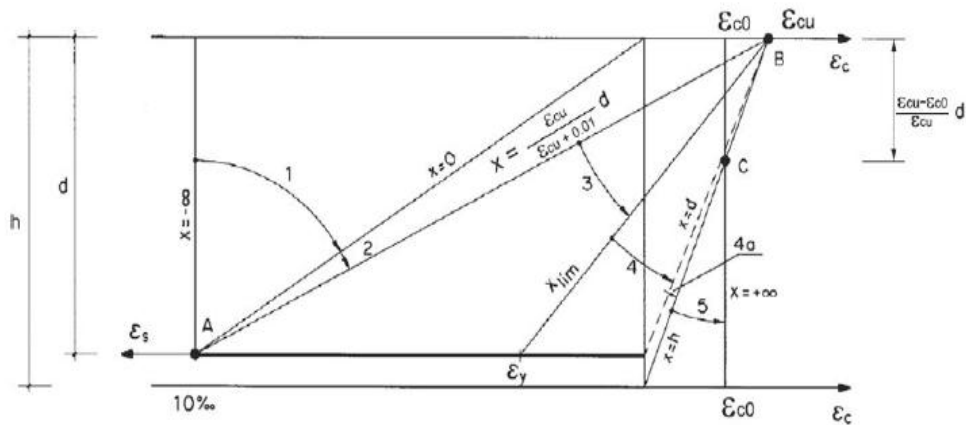


Figura (3)

DOMINIO 1

Para que exista tracción simple o compuesta el eje neutro ha de estar ubicado fuera de la sección ($-\infty \leq X \leq 0$). Donde toda la sección se encuentra en tracción, el alargamiento del acero más traccionado, es del orden de 0.001. El eje neutro ha de estar ubicado fuera de la sección.



FIGURA (4)

Las tensiones en el hormigón se consideran nulas y ambas armaduras tanto la superior como la inferior trabajan a tracción. La armadura más solicitada A1, trabaja con una tensión igual a su resistencia de diseño o de cálculo f_{yd} y la menos fraccionada A2 trabaja con una tensión menor o igual a la de f_{yd} .

DOMINIO 2

En este estado el hormigón no alcanza la rotura las rectas de deformación giran alrededor del punta A correspondiente alargamiento del acero de un orden de 0.001 y una deformación máxima del hormigón inferior al 0.0035.

Para que exista flexión simple o compuesta el eje neutro debe caer en la sección de $0 < x < h$ las deformaciones correspondiente a los dominios 2, 3, 4, 4a, existirán alargamientos y acortamientos, y la sección estará sometida a flexión simple o



compuesta los valores extremos de x que limitan los diferentes dominios se determina mediante las ecuaciones de compatibilidad de deformaciones, donde el máximo valor para el segundo dominio será:

$$\frac{0.0035}{x} = \frac{0.010}{d - x}$$

Despejando el valor de x se tiene que:

$$X_{cri} = 0.259 * d$$

Es la máxima profundidad del eje neutro; por tanto, el segundo dominio viene limitado por $0 < x < 0.259 * d$, en éste dominio el estado límite último alcanza por exceso de deformación plástica de la armadura a tracción como consecuencia las tensiones del hormigón. En el segundo dominio se distribuyen como se muestra en la figura (5), que es una parábola sin rectángulo que corresponde a la profundidad del eje neutro comprendido entre los límites de $0 < x < 0.259 * d$

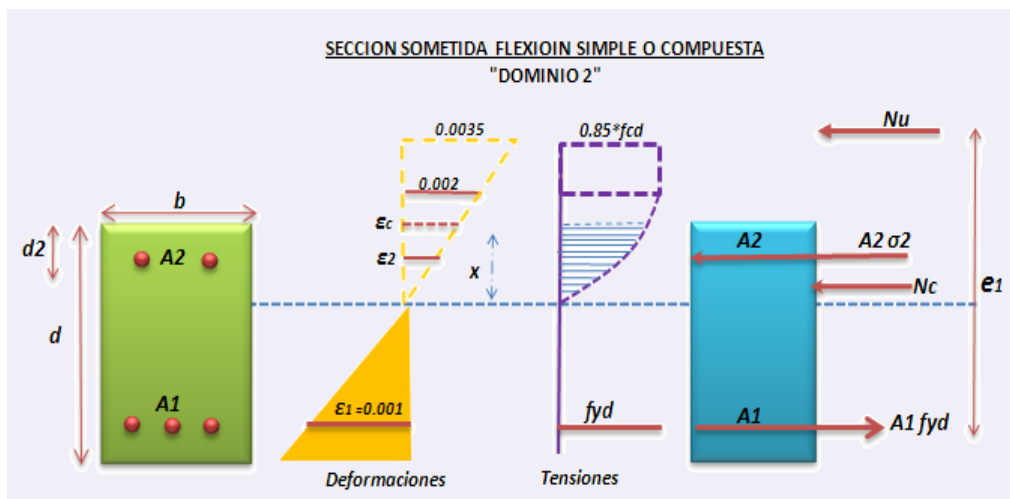


Figura (5)



DOMINIO 3

Este dominio se refiere al máximo acortamiento del hormigón donde las deformaciones $\varepsilon_c = 0.0035$. El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre $\varepsilon_y = 0.0010$ siendo este la deformación máxima del acero. Cubriendo el campo de profundidades del eje neutro comprendidas entre $0.259d \leq x \leq x_{lim}$, siendo el valor limite a partir del cual la armadura A_1 no alcanza su resistencia de cálculo f_{yd} la deformación de la fibra mas comprimida del hormigón es en este dominio este dominio el valor de la profundidad del eje neutro $\varepsilon_c = 0.0035$, al que corresponde una tensión igual $0.85f_{cd}$. La deformación ε_1 de la armadura en tracción está comprendida entre $0.010 \geq \varepsilon_1 \geq \varepsilon_{y1}$. Por tanto esta armadura tendrá una tensión igual a su resistencia de cálculo f_{yd}

DOMINIO 4

El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre ε_y y cero. Se cubre así el campo de profundidades del eje neutro comprendidas entre $x = x_{lim}$ y $x = d$

Y las rectas de deformaciones giran a alrededor del punto B la deformación y tensión de la fibra más comprimida del hormigón son, respectivamente 0.0035 y $0.85f_{cd}$ la deformación ε_1 de la armadura de tracción está comprendida entre $\varepsilon_y > \varepsilon_1 \geq 0$ y por tanto, su tensión será:

$$\sigma_1 = \varepsilon_1 E_s < f_{yd}$$

Por lo contrario, la tensión de la armadura comprimida será igual a su resistencia de cálculo f_{yd} para recubrimiento normal.

El estado último de agotamiento se alcanza, en este dominio, por aplastamiento del hormigón con rotura frágil, en donde la armadura de tracción no se aprovecha



íntegramente, por lo que corresponde a secciones poco económicas y mal proyectada, por tanto se produce una rotura inesperada y sin aviso.

DOMINIO 4 a

Flexión compuesta donde todas las armaduras de sección están comprimidas y existen una pequeña zona de hormigón en tracción. Las rectas de deformación continúan girando alrededor del punto B.; en este dominio se cubre el campo de profundidades del eje neutro comprendidas entre $x = d$ y $x = h$.

La deformación y tensión de la fibra más comprimida del hormigón son respectivamente 0.0035 y $0.85f_{cd}$ ambas armaduras trabajan a compresión, la menos comprimida es la armadura A_1 con una pequeña tensión σ_1 y la más comprimida A_2 con una tensión igual a su resistencia de cálculo f_{yd} .

DOMINIO 5

Compresión simple o compuesta en donde ambos materiales trabajan a compresión. Las rectas de deformación giran alrededor del punto C. en este dominio se cubre el campo de profundidades del eje neutro comprendidas entre $x = h$ y $x = +\infty$

2.3.1.5 USO DE TABLAS UNIVERSALES DE CÁLCULO PARA SECCIONES RECTANGULARES.

Para poder realizar un cálculo práctico en secciones rectangulares se ha establecido tablas universales que facilitan notablemente la resolución de diseño de vigas de hormigón armado

2.3.1.6 TABLA UNIVERSAL DE FLEXIÓN SIMPLE O COMPUESTA

En la tabla (3) corresponden a las secciones rectangulares sometidas a flexión simple o compuesta (comprende los dominios 2, 3 y 4). En el caso de flexión sin armadura de



compresión la tabla proporciona los valores de la cuantía mecánica ω que está en función del momento reducido μ :

$$\mu = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}}, \quad \omega = \frac{A f_{yd}}{b d f_{cd}}$$

Donde:

M_d = es el momento de agotamiento o de cálculo

f_{cd} y f_{yd} = resistencia de cálculo del hormigón y de acero

El valor límite del eje neutro para que la armadura A no alcance su resistencia de cálculo ξ se llama valor límite, la profundidad límite relativa es:

$$\xi_{lim} = \frac{1}{1 + 1.429 \times 10^{-3} f_{cd}}$$

A la que corresponde el momento límite μ_{lim} y la cuantía $\omega_{lim}(f_{yd}$ en $\frac{N}{mm^2}$).

La tabla se basa en las siguientes propiedades

- Los valores de las cuantías mecánicas ω correspondientes a los momentos reducidos μ inferior a μ_{lim} son independiente de los límites elásticos del acero empleado
- Para $\mu > \mu_{lim}$ los valores de $\frac{\omega}{f_{cd}}$ son invariantes

En la misma indica que los valores límites de ξ , μ y ω correspondientes a los aceros naturales cuyos límites elásticos son de 400 y 500 ($\frac{N}{mm^2}$ o Mpa).



Tabla universal para flexión simple o Compuesta

ξ	μ	ω	$\frac{\omega}{f_{yd}} \times 10^2$
0.0890	0.0300	0.0310	
0.1042	0.0400	0.0415	
0.1181	0.0500	0.0522	
0.1312	0.0600	0.0630	
0.1438	0.0700	0.0739	
0.1561	0.0800	0.0849	
0.1667	0.0886	0.0945	
0.1685	0.0900	0.0961	
0.1810	0.1000	0.1074	
0.1937	0.1100	0.1189	
0.2066	0.1200	0.1306	
0.2197	0.1300	0.1425	
0.2330	0.1400	0.1546	
0.2466	0.1500	0.1669	
0.2593	0.1592	0.1785	
0.2608	0.1600	0.1795	
0.2796	0.1700	0.1924	
0.2987	0.1800	0.2055	
0.3183	0.1900	0.2190	
0.3382	0.2000	0.2327	
0.3587	0.2100	0.2468	
0.3797	0.2200	0.2603	
0.4012	0.2300	0.2761	
0.4233	0.2400	0.2913	
0.4461	0.2500	0.3070	
0.4500	0.2517	0.3097	
0.4696	0.2600	0.3231	
0.4938	0.2700	0.3398	
0.5189	0.2800	0.3571	
0.5450	0.2900	0.3750	
0.5722	0.3000	0.3937	
0.6005	0.3100	0.4132	
0.6168	0.3155	0.4244	0.0929
0.6303	0.3200	0.4337	0.1006
0.6617	0.3300	0.4553	0.1212
0.6680	0.3319	0.4596	0.1258
0.6951	0.3400	0.4783	0.1483
0.7308	0.3500	0.5029	0.1857
0.7695	0.3600	0.5295	0.2404
0.7892	0.3648	0.5430	0.2765
0.8119	0.3700	0.5587	0.3282
0.8596	0.3800	0.5915	0.4929
0.9152	0.3900	0.6297	0.9242
0.9844	0.4000	0.6774	5,8238

DOMINIO 2

DOMINIO 3

DOMINIO 4

$$\xi = \frac{x}{d}, \quad \delta' = \frac{d'}{d}$$

$$\mu = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}}$$

$$\nu = \frac{N_d}{bdf_{cd}}$$

$$\omega = \frac{Af_{yd}}{bdf_{cd}}$$

$$\omega' = \frac{A'f_{yd}}{bdf_{cd}}$$

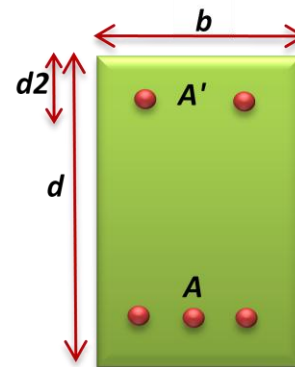


Tabla (3)



2.3.2 Flexión simple. Cálculo práctico de secciones rectangulares

Se describen a continuación los distintos problemas prácticos que suelen presentarse en las secciones rectangulares de hormigón armado sometidas a flexión simple. Pero antes se hace un resumen de las ecuaciones de equilibrio,

1. ECUACIONES DE EQUILIBRIO

Para secciones rectangulares sometidas a flexión simple, con profundidades del eje neutro no superiores al valor límite, las ecuaciones de equilibrio, en el estado último de agotamiento, son (dominio 2 y 3):

$$0 = b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot \psi + A' \cdot \sigma_2 - A \cdot f_{yd}$$

$$M_u = b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot \psi \cdot (d - \lambda \cdot x) + A' \cdot \sigma_2 \cdot (d - d') \quad \text{Ec-1}$$

$$\xi = \frac{x}{d} \leq \frac{1}{1 + 1.429 \cdot 10^{-3} \cdot f_{yd}} \quad (f_{yd} \text{ en N/mm}^2)$$

Debe observarse que, como es costumbre en flexión simple, se han designado por A y A' las secciones de las armaduras de tracción y compresión, respectivamente, y por d' la distancia del centro de gravedad de la armadura A' a la fibra más comprimida del hormigón. Por otra parte, ya se dijo que, en la práctica, puede adoptarse $\sigma_2 = 0$ para $\xi \leq 0.1667$ y $\sigma_2 = f_{yd}$ para $\xi > 0.1667$

Estas ecuaciones de equilibrio pueden ponerse en la siguiente forma adimensional:

$$\omega = \xi \cdot \psi + \omega' \cdot \frac{\sigma_2}{f_{yd}}$$

$$\mu = \mu_c + \omega' \cdot \frac{\sigma_2}{f_{yd}} \cdot (1 - \delta') \quad \text{Ec-2}$$



Con los siguientes significados:

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}, \quad \omega = \frac{A \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}}, \quad \omega' = \frac{A' \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}}$$
$$\xi = \frac{x}{d} \quad \delta' = \frac{d'}{d} \quad \text{Ec-3}$$

Siendo de ψ y λ los parámetros que cuantifican el área y el centro de gravedad del diagrama de compresiones del hormigón, cuyos valores son:

- Dominio 3:

$$\psi = 0.6881, \quad \lambda = 0.4160$$

b) Para secciones rectangulares sometidas a flexión simple, con profundidades del eje neutro superiores al valor límite, las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones, en el estado último de agotamiento, son (dominio 4):

$$0 = 0.6881 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} + A' \cdot f_{yd} - A \cdot \sigma_1$$

$$M_u = 0.6881 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot (d - 0.4160 \cdot x) \pm A' \cdot f_{yd} \cdot (d - d') \quad \text{Ec-4}$$

$$\varepsilon_1 = 0.0035 \cdot \frac{d - x}{x}, \quad \sigma_1 = \varepsilon_1 \cdot E_s < f_{yd}$$

Pero, éste caso se presenta sólo excepcionalmente en la práctica, por dar lugar a soluciones poco económicas, y a que el acero no se aprovecha íntegramente.

2. DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES EN FLEXIÓN SIMPLE

En los distintos problemas de dimensionamiento de secciones rectangulares sometidas a flexión simple, siempre se conocen, tanto el momento de cálculo M_d como las resistencias de cálculo de los materiales. El momento reducido de cálculo es:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$



La forma práctica de operar es la siguiente: Si este momento reducido μ_d resulta igual o menor que 0.252 la sección no necesita armadura de compresión; estamos en el caso de “canto igual o superior al mínimo”, el cual se resuelve más adelante, en el punto b) de este mismo apartado. Si, por el contrario, el momento reducido μ_d resulta mayor que 0.252, la armadura de compresión es necesario; estamos en el caso de “canto inferior al mínimo” y debe operarse como se indica en el punto c).

Pero, debemos hacer una precisión sobre el concepto de “canto mínimo”, ya que bajo esta denominación pueden entenderse dos valores distintos, uno teórico (pero no recomendable) y otro recomendable. El valor límite 0.252 que acabamos de utilizar corresponde al recomendable, en tanto que al valor teórico del canto mínimo le corresponde a un momento reducido de 0.316.

En efecto, desde un punto de vista teórico podría suponerse que es conveniente disponer armadura de compresión a partir de los valores de la profundidad de la fibra neutra que permiten un aprovechamiento óptimo, tanto de la armadura de tracción como del hormigón.

Pero no es así.

Según ha sido indicado, el valor de la profundidad límite de la fibra neutra, máximo para el que ambos materiales, hormigón y acero, alcanzan sus resistencias respectivas, es:

$$x_{lim} = \frac{d}{1 + 1.429 \cdot 10^{-3} \cdot f_{yd}} = \xi \cdot d$$

Calculado con $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$ y en donde f_{yd} debe expresarse en N/mm^2 . Para los aceros normalmente empleados, los valores límites de ξ , μ y ω son los siguientes:



TABLA 4
VALORES LÍMITES

<i>ACERO</i>	f_{yk}	ξ_{lim}	μ_{lim}	ω_{lim}
B 400 S y B 400 SD	400	0.668	0.332	0.460
B 500 S	500	0.617	0.316	0.424

Pero, en la práctica de flexión simple no deben alcanzarse estos valores. Primero, con objeto de aumentar la ductilidad de la sección; es decir, la capacidad de la pieza para deformarse antes de la rotura con la consiguiente disminución de su fragilidad. El aumento de ductilidad mejora también apreciablemente la capacidad de redistribución de esfuerzos de la estructura y su aptitud para soportar solicitaciones extraordinarias, mediante la formación de rótulas plásticas. Segundo. Para disminuir las flechas diferidas, muy importantes.

a) Canto mínimo sin armadura de compresión

Generalmente se fija el ancho b de la sección y, tanto, las únicas incógnitas son el canto útil d y la armadura de tracción A . Por las razones de ductilidad expuestas anteriormente, se ha fijado como canto mínimo sin armadura de compresión el que corresponde a una profundidad del eje neutro $x \leq 0.45 \cdot d$. No obstante, también se indica a continuación el canto mínimo teórico correspondiente al valor límite de x , por si en algún caso puede ser de utilidad.

De las ecuaciones de equilibrio [3], fórmulas [5] y tabla 5, se deducen los siguientes valores límites de las profundidades reducidas del eje neutro ξ , momentos reducidos μ , cuantías mecánicas ω , cantos mínimos d_{min} y capacidades de la armadura U :



- Canto mínimo práctico recomendado:

$$\xi = 0.450, \quad \mu = 0.252, \quad \omega = 0.310,$$

$$d_{min} = 2,00 \cdot \sqrt{\frac{M_d}{b \cdot f_{cd}}}, \quad U = A \cdot f_{yd} = 0.310 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} ,$$

(Valores válidos para cualquier tipo de acero comercial).

- Canto mínimo teórico (no recomendable) para acero B 500 S:

$$\xi = 0.617, \quad \mu = 0.316, \quad \omega = 0.424,$$

$$d_{min} = 1.78 \cdot \sqrt{\frac{M_d}{b \cdot f_{cd}}}, \quad U = A \cdot f_{yd} = 0.424 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} ,$$

b) Canto igual o superior al mínimo

Cuando el canto útil d haya sido fijado y sea superior al valor mínimo, la sección no necesita armadura de compresión y, entonces, la única incógnita es la armadura de tracción.

Este caso presenta para $\mu \leq 0.252$ y se resuelve mediante la tabla 14.3 Entrando como μ se obtiene ω . La capacidad mecánica de la armadura de tracción buscada, será:

$$U = A \cdot f_{yd} = \omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}$$

Cuyo valor se entra en la tabla de capacidades mecánicas correspondientes al acero empleado, obteniéndose directamente el número de barras necesario.

De no venir fijado el canto útil d , en general debe adoptarse un valor mayor que el mínimo.



Para el caso de vigas de canto, se recomienda el canto correspondiente a un momento reducido comprendido entre $\mu = 0.10$ y $\mu = 0.20$.

Por último conviene recordar que, con objeto de cubrir los riesgos de fisuración por efecto de la retracción y variaciones de temperatura, así como para evitar una rotura frágil sin previo aviso, la cuantía de la armadura de tracción debe tener un valor mínimo que la Instrucción española fija de la siguiente forma Por rotura frágil:

$$A = 0.04 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}/f_{yd}$$

c) canto inferior al mínimo

Cuando el canto haya sido fijado y sea inferior al valor mínimo, debe colocarse armadura de compresión. Este caso se presenta para $\mu > 0.252$ y el problema se resuelve haciendo $x = 0.45 \cdot d$

$$\xi = 0.450, \quad \mu = 0.252, \quad \omega = 0.310,$$

A los que corresponden las cuantías mecánicas de las armaduras:

$$\omega' = \frac{\mu - 0.252}{1 - \delta'}, \quad \omega = \omega' + 0.310,$$

De donde se deducen las capacidades mecánicas.

$$U' = \omega' \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}, \quad U = \omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}$$

Con cuyos valores se entra en la tabla de capacidades mecánicas correspondiente al acero empleado, obteniéndose directamente el número de barras necesario.

d) Armadura de compresión fijada

En el caso de que se disponga una armadura de compresión A' de cuantía ω' , aun no siendo necesaria ($\mu \leq 0.252$), la correspondiente armadura de tracción se determina mediante el sistema de ecuaciones Ec-1 o Ec-2. En la práctica puede emplearse la tabla 3 entrando con el momento



$$\mu_c = \mu - \omega' \cdot (1 - \delta')$$

Y se encuentra ω_c . La cuantía necesaria para la armadura de tracción será

$$\omega = \omega_c + \omega'$$

3. DIMENSIONAMIENTO ÓPTIMO DE SECCIONES

En los problemas más corrientes se conoce el esfuerzo normal de cálculo N_d , su excentricidad e_2 referida a la armadura más comprimida, las dimensiones de la sección y las resistencias de cálculo de los materiales. Las únicas incógnitas son las armaduras A_1 y A_2 , siendo A_2 la más comprimida.

El problema es en general indeterminado, indeterminación que desaparece, bien fijamos la relación A_1/A_2 de las armaduras, o bien adoptando la solución más económica. Como el primer problema suele resolverse con los diagramas de interacción, a continuación se aplica la tabla 4 para el dimensionamiento óptimo.

Pero, antes de pasar adelante, conviene recordar las notaciones empleadas, en las que todos los parámetros se refieren ahora al canto total h :

$$\mu_{d2} = \frac{N_d \cdot e_2}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}}, \quad \omega_1 = \frac{A_1 \cdot f_{yd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}}, \quad \xi = \frac{x}{h}$$

$$V_d = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{cd}}, \quad \omega_2 = \frac{A_2 \cdot f_{yd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}}, \quad \delta_2 = \frac{d_2}{h}, \quad \delta = \frac{d}{h}$$

En donde N_d es el esfuerzo normal de cálculo y e_2 su excentricidad referida a la armadura más comprimida A_2 .

a) Para $\mu_{d2} < 0.425 - 0.85 \cdot \delta_2$, la solución más económica se obtiene haciendo $A_1 = 0$, ya que no resulta necesario colocar armadura en esta cara, por ser suficiente la contribución del hormigón. Entrando en la tabla 4 con el valor $\mu_{c2} = \mu_{d2}$, en la columna correspondiente al recubrimiento dado, se encuentra $\psi \cdot \xi$ o ψ (según el dominio). La cuantía mecánica de la armadura comprimida será:



$$\text{Dominio 4a: } \omega_2 = V_d - \psi \cdot \xi$$

$$\text{Dominio 5: } \omega_2 = V_d - \psi$$

Si el valor μ_{d2} es menor que los de la tabla, se trata de un caso de flexión compuesta
b) Para $\mu_{d2} \geq 0.425 - 0.85 \cdot \delta_2$, la solución más económica se obtiene haciendo que la sección trabaje en compresión simple, es decir, colocando unas armaduras tales que el baricentro plástico de la sección coincida con el punto de aplicación de la fuerza N_d . Las cuantías mecánicas de las armaduras son, en este caso,

$$\omega_1 = \frac{\mu_{d2} + 0.85 \cdot \delta_2 - 0.425}{\delta - \delta_2}$$

$$\omega_2 = V_d - \omega_1 - 0.85$$

Válidas para aceros de límite elástico no mayor que 500N/mm^2 (MPa.) y con la limitación de $f_{yd} \neq 420\text{ N/mm}^2$.



2.4 DISEÑO VIGAS A CORTE

2.4.1 INTRODUCCIÓN

El objetivo del cálculo a esfuerzo cortante en vigas de hormigón armado, es proporcionar una seguridad razonable frente a estos tipos de rotura, y al mismo tiempo de mantener la fisuración dentro de los estados admisibles.

DIMENSIONAMIENTO SEGÚN INSTRUCCIÓN ESPAÑOLA

De acuerdo con la instrucción española una pieza está en buenas condiciones a cortante si se verifican las siguientes condiciones

$$V_{rd} \leq V_{u1}$$

$$V_{rd} \leq V_{u2}$$

El primer miembro de estas ecuaciones es el esfuerzo cortante reducido de cálculo; es decir,

$$V_{rd} = V_d + V_{cd}$$

Es decir, el esfuerzo cortante actuante de cálculo V_d al que se deben añadir, en casos excepcionales, los términos de V_{cd} es la componente de tracciones y compresiones inclinadas en las cabezas en piezas de canto variables, este valor suele ser negativo de ahí que el valor de V_{rd} se llama reducido, en el caso normal de piezas de hormigón armado de cantos constante es simplemente.

$$V_{rd} = V_d$$

Este cortante actuante de cálculo no debe superar de valores de esfuerzo último resistente de la sección cortante.



2.4.2 ACORTAMIENTO POR COMPRESIÓN OBLICUA DEL ALMA

Según la instrucción española el esfuerzo cortante último por compresiones oblicua del alma viene dada por

$$V_{u1} = 0.30 * f_{cd} * b * d$$

2.4.3 AGOTAMIENTO DE PIEZAS CON ARMADURA DE CORTANTE

El esfuerzo cortante último de vigas con armadura transversal vale según b la instrucción española

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

En donde el primer término del segundo miembro, es la contribución del hormigón y el segundo la de las armaduras transversales:

a) *Como contribución de las armaduras transversales debe tomarse:*

$$V_{su} = \frac{0.90 * d}{s_1} * A_t * f_{yd}$$

Mientras que si las armaduras son barras levantadas ($\alpha = 45^\circ$) de área A_{45} separadas a una distancia S_p resulta:

$$V_{su} = \frac{0.90}{s_t} * \sqrt{2} * A_s * f_{yd}$$

En estas formulas la resistencia de cálculo de la armadura transversal, f_{yd} no se podrá tomar mayor a 400 N/mm², pues el trabajo a tensiones superiores conlleva a deformaciones que podría causar fisuración excesiva.

En el caso de existir un plano de barras levantadas; como los valores de s_t deben tomarse en proyección de las barras sobre el eje de la pieza.

b) *Como contribución del hormigón debe tomarse*

$$V_{cu} = (f_{cv} + 0.15 * \sigma'_{cd}) * b * d$$



Siendo f_{cv} la resistencia virtual a corte del hormigón y usar la tabla (C-5) dada por la expresión.

$$f_{cv} = 0.10 * \xi * (100 * \rho_l * f_{ck})^{\frac{1}{3}}$$

Donde:

f_{ck} = resistencia característica del hormigón N/mm²

σ'_{cd} = N/A es la tensión de compresión axial efectiva

ξ = coeficiente que tiene en cuenta la fluencia del canto útil en el efecto del agrietamiento de áridos

ρ_l = cuantía geométrica de la armadura longitudinal de tracción que posibilita la resistencia por el efecto arco y por el efecto pasador

El coeficiente ξ puede obtenerse mediante la relación

$$\xi = 1 + \sqrt{200/d}$$

En la que el canto útil d debe expresarse en mm. L cuantía ρ_l vale

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b * d} \geq 0.02$$

Siendo A_{sl} el área de la armadura longitudinal de tracción anclada a un distancia igual o mayor que d a partir de la sección en la que se comprueba el cortante.

2.5 COLUMNAS

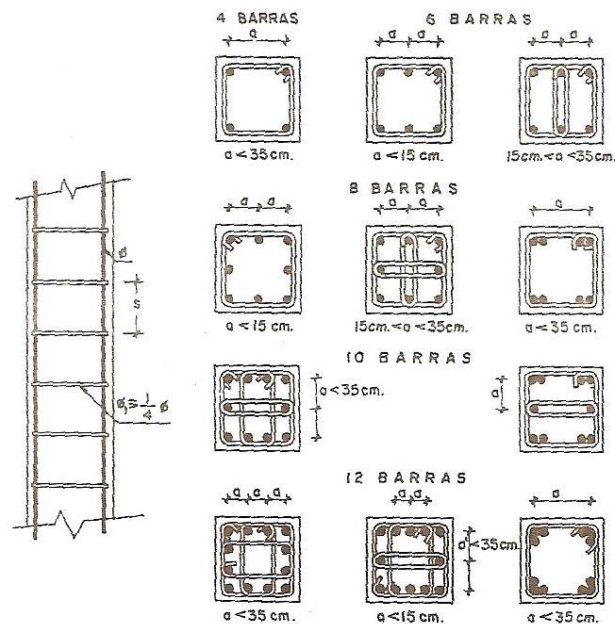
2.5.1 INTRODUCCIÓN

Las columnas constituyen piezas, generalmente verticales, en las que la sollicitación normal es predominante. Sus distintas secciones transversales pueden estar sometidas a compresión simple, compresión compuesta o flexión compuesta.

La misión principal de las columnas es, canalizar las acciones que actúan sobre la estructura hacia la cimentación de la obra y, en último extremo, al terreno de cimentación, por lo que constituyen elementos de gran responsabilidad resistente.

Las secciones de los soportes de hormigón, armado pueden adoptar formas diversas (fig.C-1), si bien las más corrientes son las rectangulares y las cuadradas. Los soportes de secciones circulares suelen llamarse, a veces, columnas.

Figura C-1



Armado de las Columnas



Las armaduras de los soportes suelen estar constituidas por barras longitudinales, cercos y estribos (fig. C-1). Las barras longitudinales constituyen la armadura principal y están encargadas de absorber, bien compresiones en colaboración con el hormigón, bien tracciones en los casos de flexión compuesta o cortante, así como de colaborar con los cercos y estribos para evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de planos inclinados.

Los estribos constituyen la armadura transversal cuya misión es, aparte de la indicada anteriormente, evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, contribuir a resistir esfuerzos cortantes

Por otra parte, debido a los fenómenos de fluencia y retracción del hormigón, las armaduras longitudinales de los soportes, en el estado de servicio de la pieza, alcanzan compresiones muy superiores a las admitidas por el cálculo clásico, con diferencias de hasta 100 N/mm^2 , al acortarse y por tanto descargarse las fibras de hormigón. Por esta causa, algunas normas antiguas limitaban inferiormente el límite elástico de las armaduras longitudinales utilizadas en soportes a valores del orden de $300 \sim 350 \text{ N/mm}^2$ ($3.000 \sim 3.500 \text{ kp/cm}^2$).

2.5.2 COMPRESIÓN SIMPLE

1 EXCENTRICIDAD MÍNIMA DE CÁLCULO

La compresión simple corresponde al caso ideal en que la sollicitación exterior es un esfuerzo normal N que actúa en el baricentro plástico de la sección; es decir, en el punto de aplicación de la resultante de las compresiones del hormigón y del acero, caso en el que todas las fibras de hormigón y las armaduras sufren un acortamiento uniforme del 2 por 1.000

Es muy difícil que, en la práctica, se presente una compresión simple, dada la incertidumbre del punto de aplicación del esfuerzo normal. Por esta causa, la mayor parte de las normas recomiendan que las piezas sometidas a compresión se calculen con una excentricidad mínima accidental, o bien que se aumenten. Por último, la



Instrucción española prescribe una excentricidad mínima ficticia, en la dirección principal más desfavorable, igual al mayor de los valores,

$$\frac{h}{20}; \quad 20 \text{ cm}$$

Siendo h el canto total en la dirección considerada. Las secciones rectangulares sometidas a compresión compuesta deben también ser comprobadas independientemente en cada uno de los dos planos principales, con excentricidades no inferiores a las indicadas para la compresión simple.

A veces puede resultar más cómodo aumentar convenientemente el coeficiente de mayoración de cargas Y_f , multiplicándolo por un coeficiente complementario Y_n , de tal modo, que los resultados así obtenidos concuerden de una manera satisfactoria con los correspondientes a la excentricidad mínima o queden del lado de la seguridad.

2. CONTRIBUCIÓN DEL HORMIGÓN Y DEL ACERO

Como es bien sabido, el comportamiento del hormigón en las piezas sometidas a compresión simple es muy distinto al que tiene en las probetas cilíndricas que se emplean para determinar la resistencia de este material, valor éste que, al fin y al cabo, tan sólo constituye un índice parcial de la calidad del hormigón a efectos de su aceptación en la obra.

No obstante, multitud de ensayos efectuados tanto en América como en Europa, han mostrado que la capacidad resistente cilíndrica, afectándola con un coeficiente de reducción para tener en cuenta el fenómeno de cansancio debido a las cargas lentas.

La mayor parte de las normas modernas consideran para este coeficiente el valor 0.85. De esta forma, puede tomarse como resistencia del hormigón, en piezas armadas sometidas a compresión simple, el valor,

$$0.85 \cdot f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$



Siendo f_{ck} y f_{cd} , respectivamente, la resistencia característica y la resistencia de cálculo de hormigón.

Ésta tensión $0.85 \cdot f_{cd}$ corresponde, por otra parte, a la deformación de 2 por 1.000 en el diagrama de cálculo adoptado para el hormigón que es precisamente la deformación de rotura del hormigón armado en compresión simple, según se deduce de los resultados experimentales.

Por tanto, para obtener la tensión σ_s , de las armaduras, en el estado último de agotamiento en compresión simple, basta entrar en el diagrama tensión-deformación de cálculo correspondiente al acero empleado, con la deformación $\varepsilon_1 = 0.002$. Así, pues, la tensión σ , será.

$$\sigma_s = f_{yd} \approx 0.002 \cdot E_s \approx 420 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

2.5.3 FÓRMULAS PRÁCTICAS DE COMPRESIÓN SIMPLE

De acuerdo y con cuanto se ha dicho en los apartados anteriores, pueden establecerse fórmulas para el cálculo de soportes sometidos a compresión simple, si bien:

- En el caso de secciones rectangulares con armaduras simétricas, la fórmula de compresión simple, en el estado último de agotamiento, puede ponerse en la forma,

$$\gamma_n \cdot N_d \leq N_u = 0.85 \cdot b \cdot h \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd}$$

Con los siguientes significados:

N_u = esfuerzo axial de agotamiento;

N_d = esfuerzo axial de cálculo;

A_s = sección total de armadura;

f_{cd} = resistencia de cálculo del hormigón;



f_{yd} = resistencia de cálculo del acero, no mayor que 420 N/mm²;

γ_n = coeficiente complementario de mayoración de cargas

El coeficiente complementario γ_n de mayoración de cargas, para recubrimientos no mayores del 15 por 100, viene dado por la expresión,

$$\gamma_n = \frac{b + 6}{b} \leq 1.15$$

Siendo b la dimensión menor de la sección, expresada en centímetros.

Por otra parte, la resistencia de cálculo del acero debe limitarse al valor 420 N/mm².

b) Para pilares de sección circular, la formula de compresión simple puede ponerse en la forma:

$$\gamma_n \cdot N_d \leq N_u = 0.85 \cdot \pi \frac{h^2}{4} \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd}$$

Debiendo tomarse para el coeficiente complementario γ_n de mayoración de cargas el valor:

$$\gamma_n = \frac{h + 6.4}{h} \leq 1.16$$

Siendo h el diámetro de la sección en cm, y con los mismos significados y limitaciones indicados en el caso anterior.

2.5.4 DISPOSICIONES RELATIVAS A LAS ARMADURAS

Las armaduras de los soportes de hormigón armado están constituidas por barras longitudinales y una armadura transversal formada por cercos y estribos.

Con objeto de facilitar la colocación y compactación del hormigón, la menor dimensión de los soportes debe ser 20 cm si se trata de secciones rectangulares.



1. ARMADURAS LONGITUDINALES

Las armaduras longitudinales tendrán un diámetro no menor de 12mm y se situarán en las proximidades de las caras del pilar, debiendo disponerse por lo menos una barra en cada esquina de la sección. Para la disposición de estas armaduras deben seguirse las siguientes prescripciones.

- a) La separación máxima entre dos barras de la misma cara no debe ser superior a 35cm. Por otra parte, toda barra que diste más de 15 cm de sus contiguas debe arriostrarse mediante cercos o estribos, para evitar el pandeo de la misma fig. (C-1)
- b) Para que el hormigón puede entrar y ser vibrado fácilmente, la separación mínima entre cada dos barras de la misma cara debe ser igual o mayor que 2 cm, que el diámetro de la mayor y que 6/5 del tamaño máximo del árido. No obstante, en las esquinas de los soportes se podrán colocar dos o tres barras en contacto grupos de barras, fig. (C-1)
- c) Los recubrimientos de las armaduras principales deben estar comprendidos entre dos y cinco centímetros, no debiendo ser inferiores al diámetro de las barras ni al tamaño máximo del árido
- d) Si se disponen barras longitudinales $\varnothing 40$, deben situarse en esquinas de cercos, para evitar que la magnitud de las fuerzas laterales que producen provoque el estallido del hormigón.

2.5.5 CUANTÍAS LÍMITES

Las cuantías de las armaduras longitudinales de los soportes sometidos a compresión vienen limitadas por las distintas normas, como se indica a continuación.

- a) El Eurocódigo de hormigón EC-2 exige como armadura longitudinal mínima para soportes, la siguiente:

$$A_{s,min} = \frac{0.15N_d}{f_{yd}} \leq 0.003A_c$$



En donde N_d es el axil de cálculo y A_c la sección total del hormigón. Como armadura longitudinal máxima se tomará 0.08. Este límite superior debe respetarse incluso en las zonas de empalme por solapo.

b) La Instrucción española recomienda para las armaduras longitudinales de las piezas sometidas a compresión simple o compuesta, suponiendo que están colocadas en dos caras opuestas, A_1 y A_2 , las siguientes limitaciones:

$$A_1 \cdot f_{yd} \geq 0.05 \cdot N_d$$

$$A_2 \cdot f_{yd} \geq 0.05 \cdot N_d$$

$$A_1 \cdot f_{yd} \leq 0.05 \cdot A_c \cdot f_{cd}$$

$$A_2 \cdot f_{yd} \leq 0.05 \cdot A_c \cdot f_{cd}$$

Que para el caso de compresión simple, con armadura total A_s , pueden ponerse en la forma:

$$A_s \cdot f_{yd} \geq 0.1 \cdot N_d \quad A_s \cdot f_{yd} \leq A_c \cdot f_{cd}$$

Siendo A_c el área de la sección bruta de hormigón y f_{yd} la resistencia de cálculo del acero, que no se tomará mayor, en este caso, de 400 N/mm². La limitación superior resulta excesivamente exigente en comparación con la normativa europea y americana, así como con la práctica en distintos países, que llega a admitir cuantías del orden del doble.

2.5.6 ARMADURAS TRANSVERSALES

Como es sabido, la misión de los cercos y estribos es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de planos inclinados y, eventualmente, contribuir a la resistencia de la pieza a esfuerzos cortantes, aunque esta misión es menos importante que en las



vigas, ya que los esfuerzos cortantes en los pilares suelen ser más reducidos y la mayoría de las veces pueden ser absorbidos por el hormigón.

Debe recordarse el distinto comportamiento que tienen las piezas de hormigón en masa sometidas a compresión y los soportes armados. La capacidad resistente de las piezas de hormigón en masa sometidas a compresión simple es muy limitada, debido a la posibilidad de una rotura oblicua por deslizamiento del material según planos que forman un ángulo de unos 37° con el eje de la pieza. Para evitar dicha rotura, en piezas esbeltas, es necesario disponer unas armaduras longitudinales mínimas, y cercos o estribos.

Por otra parte, los cercos refuerzan considerablemente la resistencia de los soportes por un efecto de confinamiento del núcleo de hormigón que envuelven. Al coartar la dilatación horizontal que por efecto Poisson tomaría este núcleo bajo una compresión vertical, lo someten a una compresión horizontal que aumenta su resistencia y su ductilidad. En las grandes catástrofes ocurridas en los últimos años se ha observado que todas aquellas estructuras bien cosidas con armaduras transversales se comportaron considerablemente mejor, y las normas de los países con riesgo sísmico prescriben mayores diámetros y menores separaciones entre cercos de pilares que los usuales en España.

a) Con objeto de evitar la rotura por deslizamiento del hormigón, la separación s entre planos de cercos o estribos debe ser:

$$s \leq b_e$$

Siendo b_e la menor dimensión del núcleo de hormigón, limitado por el borde exterior de la armadura transversal. De todas formas es aconsejable no adoptar para s valores mayores de 30 centímetros.

b) Por otra parte, con objeto de evitar el pandeo de las barras longitudinales comprimidas, la separación s entre estribos debe ser:

$$s \leq 15\emptyset$$



Siendo \emptyset el diámetro de la barra longitudinal más delgada. Sin embargo, en aquellas estructuras ubicadas en zonas de riesgo sísmico o expuesto a la acción del viento y, en general, cuando se trata de obras de especial responsabilidad, la separación s no debe ser superior a $12 \emptyset$.

c) El diámetro de los estribos no debe ser inferior a la cuarta parte del diámetro correspondiente a la barra longitudinal más gruesa, y en ningún caso será menor a 6 mm.

d) Los cercos y estribos deben colocarse en toda la altura del soporte, incluso en los nudos de unión con las vigas, atándolos fuertemente con alambre a las barras longitudinales.

2.5.7 PANDEO DE PIEZAS COMPRIMIDAS DE HORMIGÓN ARMADO

2. DEFINICIONES. LONGITUD DE PANDEO Y ESBELTECES

Una estructura se llama *intraslacional* si sus nudos, bajo solicitaciones de cálculo, presentan desplazamientos transversales cuyos efectos pueden ser despreciados desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto; *itraslacional* en caso contrario.

Un soporte se considera aislado si tiene una sustentación isostática. Los soportes pertenecientes a estructuras aporticadas se asimilan a soportes aislados si puede suponerse que la posición de los puntos en los que se anula su momento no varía con la carga.

La longitud de pandeo l_0 de un soporte se define como la longitud del soporte biarticulado equivalente al mismo a efectos de pandeo, y es igual a la distancia entre los puntos de momento nulo del mismo. La longitud de pandeo de los soportes aislados se indica en la tabla 18.1, en función de la longitud de la pieza l .



TABLA 1

LONGITUD DE PANDEO $l_o = \alpha \cdot l$ DE LAS PIEZAS AISLADAS

Sustentación de la pieza de longitud l	Valor del Coeficiente α
- Un extremo libre y otro empotrado	2
- Ambos extremos articulados - Ambos extremos empotrados, pero con libre desplazamiento normal a la directriz	1
- Un extremo con articulación fija y el otro empotrado	0.7
- Ambos extremos empotrados	0.5

Se llama esbeltez geométrica de una pieza de sección constante a la relación $\lambda_g = l_o/h$ entre la longitud de pandeo y la dimensión h de la sección en el plano de pandeo, y esbeltez mecánica a la relación $\lambda = l_o/i_c$ entre la longitud de pandeo y el radio de giro i_c de la sección en el plano de pandeo. Recuérdese que.

$i_c = \sqrt{I/A}$, siendo I y A , respectivamente, la inercia en dicho plano y el área de la sección, ambas referidas a la sección del hormigón solo.

2.5.8 VALORES LÍMITES PARA LA ESBELTEZ

a) Para esbelteces mecánicas $\lambda < 35$ (equivalente, en secciones rectangulares, a esbelteces geométricas $\lambda_g < 10$), la pieza puede considerarse corta, despreciándose los efectos de segundo orden y no siendo necesario efectuar ninguna comprobación de pandeo.

b) Para esbelteces mecánicas $35 \leq \lambda < 100$ (geométricas $10 \leq \lambda_g < 29$), puede aplicarse el método aproximado de la Instrucción española



- c) Para esbelteces mecánicas $100 \leq \lambda < 200$ (geométricas $29 \leq \lambda_g < 58$) debe aplicarse el método general. Para soportes de sección y armadura constante a lo largo de su altura puede aplicarse el método aproximado de la columna modelo o el de las curvaturas de referencia
- d) No es recomendable proyectar piezas comprimidas de hormigón armado con esbelteces mecánicas $\lambda < 20$.



2.6 NORMA ACI

2.6.1 INTRODUCCIÓN

Desde principios de siglo y hasta los primeros años de la década de 1960, casi todos los diseños estructurales de hormigón armado en los Estados Unidos, se realizó aplicando el método de esfuerzo de trabajo (llamado también *diseño por esfuerzos permisibles o diseño lineal*). En este método frecuentemente llamado también WSD (*working stress design*)

2.6.1.1 FACTORES DE CARGA

Los factores de carga tienen el propósito de dar seguridad adecuada contra aumento de las cargas de servicio más allá de las especificaciones en el diseño, para que sea sumamente improbable la falla, como también ayuda a asegurar que las deformaciones bajo cargas de servicio no sean excesivas. El código ACI 318-05 recomienda que la resistencia requerida U para resistir las cargas sean:

$$\text{Antes} \quad U = 1.4 * D + 1.7 * L$$

$$\text{Actualmente} \quad U = 1.2 * D + 1.6 * L$$

2.6.1.2 FACTORES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD

Los factores de reducción de capacidad ϕ toman en cuenta las inexactitudes en los cálculos y fluctuaciones en la resistencia de los materiales, en la mano de obra y en las dimensiones.

En vigas se considera un valor alto de ϕ debido a que están diseñadas para fallar por flexión de manera dúctil con fluencia del acero en tracción.

En las columnas tiene el valor más bajo de ϕ puesto que pueden fallar en modo frágil cuando la resistencia del hormigón es el factor crítico adicionalmente a la falla de una columna puede significar el desplome de toda la estructura y es difícil realizar la reparación:



Los valores de ϕ son:

	Antes	Actualmente
Para flexión	$\phi = 0.90$	$\phi = 0.90$
Para cortante	$\phi = 0.85$	$\phi = 0.75$
Para flexo-compresión	$\phi = 0.75$	$\phi = 0.65$

Columnas estribadas

2.6.2 ANÁLISIS DE VIGAS SOMETIDAS A FLEXIÓN

El estudio que realiza el método de la norma ACI supone que una pequeña carga se coloca sobre una viga de hormigón armado con refuerzo de tensión, y que esta carga se incrementa gradualmente en magnitudes hasta hallar la fatiga de la pieza. Conforme ocurre esto se puede observar que la viga pasa por tres etapas antes que ocurra el colapso estas son:

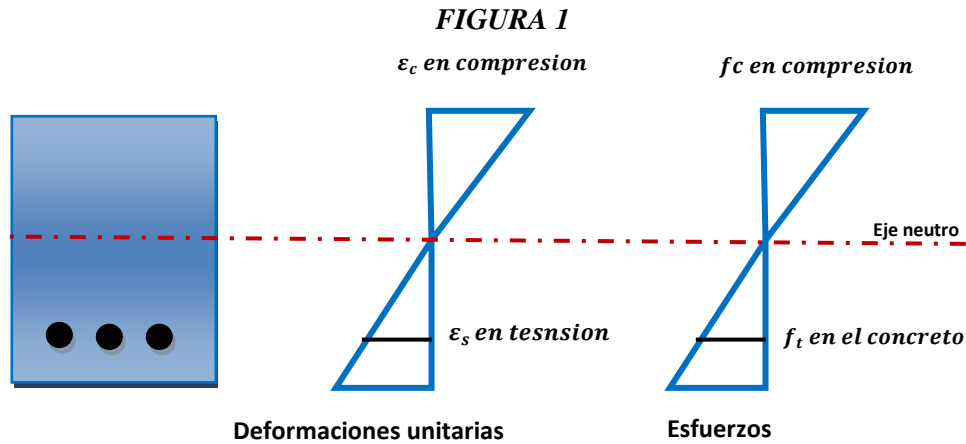
- 1.- *Etapas del hormigón no agrietado.*
- 2.- *Etapas con esfuerzos elásticos y el hormigón se encuentra agrietado.*
- 3.- *Etapas de la resistencia última.*

A continuación se procederá a explicar cada una de las etapas mencionadas.

2.6.3 ETAPA DE HORMIGÓN NO AGRIETADO:

Esta etapa se considera bajo pequeñas cargas, cuando los esfuerzos de tensión son menores que el *módulo de ruptura* (esfuerzo de tensión por flexión bajo el cual el hormigón empieza agrietarse). La sección transversal total de la viga resiste a flexión, con compresión en un lado y tensión en el lado opuesto,

Como se muestra en la Fig.1 con deformaciones unitarias bajas esas pequeñas cargas.



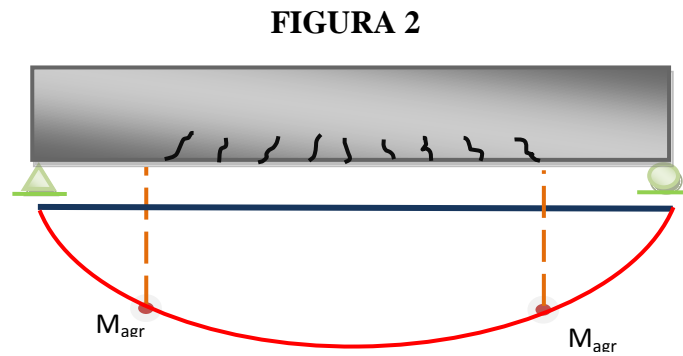
Etapa de hormigón no agrietado

2.6.4 ETAPA DEL HORMIGÓN SE ENCUENTRA AGRIETADO.

En esta etapa al incrementarse la carga después de que el módulo de ruptura se ha excedido, empieza a desarrollarse grietas en el lado inferior de la sección de la viga.

Es decir, cuando los esfuerzos de tensión son iguales al módulo de ruptura, se denomina *momento de agrietamiento* (M_{agr}). Al aumentar la carga, esas grietas se extienden hacia arriba.

Estas grietas se presentan en aquellos lugares a lo largo de la viga, donde el momento actual es mayor que el momento de agrietamiento tal como se muestra en la Fig. 2



Falla debido al momento mayor al momento de agrietamiento de agrietamiento

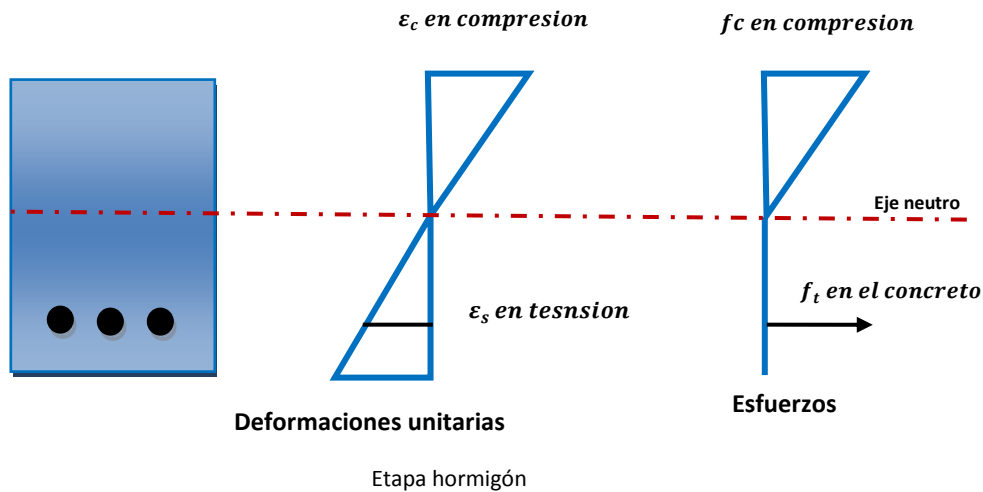


Una vez que se ha agrietado la pieza, empieza una nueva etapa por que el hormigón no resiste esfuerzos a tracción, debiendo entrar a trabajar el acero y resistir los dichos esfuerzos.

En la Fig. 3 se pueden observar los esfuerzos y las deformaciones unitarias de esta etapa. En ella los esfuerzos de compresión varían linealmente con las distancias al eje neutro o bien como una recta.

La variación lineal de éstos esfuerzos y de las deformaciones, se presenta usualmente en el hormigón armado bajo condiciones normales de carga de servicio, ya que debajo esa carga los esfuerzos son generalmente inferiores a $0.50 \cdot f_c$.

FIGURA 3



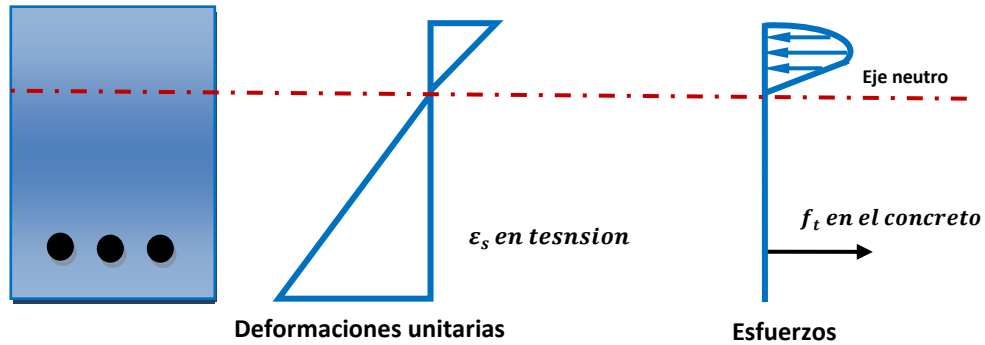
2.6.5.- Etapa de la resistencia ultima.

Conforme la carga crece todavía más, de modo que los esfuerzos de compresión resultan mayor que $0.50f_c$, las grietas de tensión se desplazan aun más hacia arriba, igual que lo hace el eje neutro, como se muestra en la Fig. 4 Los esfuerzos en el hormigón empiezan a dejar de ser lineales, en este análisis se supondrá que las barras de refuerzo han cedido. Cuando ocurre esta falla, el hormigón en la parte superior se aplasta o comprime

FIGURA 4

ϵ_c en compresion

f_c en compresion

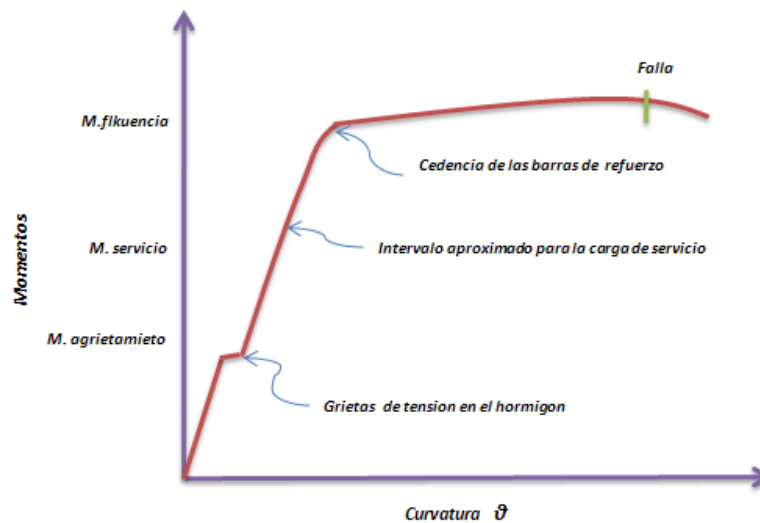


Etapa a la resistencia ultima

Para poder ilustrar estas tres etapas por las cuales pasa una viga diseñada a flexión. Se muestra en la figura 5 es un diagrama momento- curva. En este diagrama, θ se define como el cambio angular de la viga en cierta longitud y se calcula por medio de la siguiente expresión, en que ϵ es la deformación unitaria de una de las fibras de la viga a una distancia y del eje neutro.

$$\theta = \frac{\epsilon}{y}$$

FIGURA 5





1ra Etapa.- El diagrama es para momentos pequeños menores que el momento de agrietamiento M_{agr} , donde se dispone de toda la sección transversal de la viga para resistir la flexión. En esta, las deformación unitarias son pequeñas y el diagrama es casi vertical y muy parecido a una línea recta.

2da Etapa.- A medida que el momento crece más allá del momento de valor de agrietamiento, la pendiente de la curva disminuye un poco debido a que la viga no es tan rígida como en la primera etapa. El diagrama describirá casi una recta hasta que el punto en que el refuerzo quede sometido a su punto de fluencia hasta alcanzar el punto de fluencia del acero.

3ra Etapa.- Una vez que alcanza el punto de fluencia el acero fluye plásticamente, la viga tiene muy poca capacidad adicional por momento y se requiere una pequeña carga adicional para incrementar considerablemente la deflexión en la viga. Está pendiente del diagrama suele ser muy ligera a comparación con las otras mencionadas.

2.6.6 MOMENTO DE AGRIETAMIENTO.-

Podemos definir como momento de agrietamiento al área del refuerzo, como porcentaje del área total de la sección transversal de una viga, es bastante pequeño (usualmente 2% o menor) y su efecto de las propiedades de la viga es casi despreciable en tanto que tal elemento no se agriete. Por ello, el cálculo de los esfuerzos de flexión en una viga así, puede basarse en propiedades de la sección transversal total. El esfuerzo en el hormigón en cualquier punto a una distancia y de centroide de la sección transversal puede denominarse con la fórmula a flexión, donde M es el momento flexionante, que es igual o menor que el momento de agrietamiento de la sección, e I_g es el momento de inercia de la sección transversal total



$$f = \frac{My}{I_g}$$

2.6.7 DISEÑO DE VIGAS RECTANGULARES

Antes de obtener las expresiones para el análisis de diseño es necesario definir algunos términos relativos a la relación de cantidad de acero de tensión usado en vigas. Estos términos son: *Relación balanceada de acero*, *vigas subreforzadas* y *vigas sobrerreforzadas*.

Una viga con *relación balanceada de acero*, es una en las que el acero de tensión empezará teóricamente a ceder y el hormigón a compresión alcanzará su deformación última bajo la misma carga. Si una viga tiene menos refuerzo que el requerido para una relación balanceada se llama *subreforzadas*, si tiene más se llama *sobresforzadas*.

En el primer tipo de vigas, (*subreforzadas*) si se tiende a la carga última, el acero empezará a ceder aunque el hormigón en la zona de compresión esté aún subesforzado, se presentará deflexiones apreciables y grandes grietas. Dando como resultado que los usuarios de una estructura reciben aviso de que la carga debe disminuirse, así mismo, les dará tiempo para su evacuación de la misma estructura.

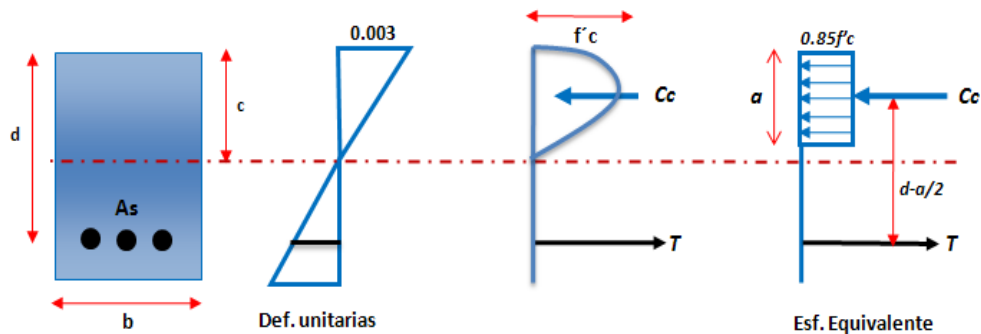
En las vigas *sobresforzadas*, el acero no fluye antes de la falla. Conforme la carga crece, las deflexiones no son apreciables aun cuando el hormigón de compresión este fuertemente reforzado y la falla ocurre repentinamente sin da aviso a los ocupantes.

Las vigas rectangulares fallan en compresión cuando las deformaciones unitarias son de aproximadamente el orden de *0.003 a 0.004*, para hormigones de grados comunes.



El análisis de esfuerzos que realiza la norma ACI, es de reemplazar el bloque curvo por un bloque rectangular equivalente de intensidad $0.85f_c$ y de altura a como se muestra en la fig. 6

FIGURA 6



Diagramas de comparación de deformaciones

El área de este bloque rectangular debe ser igual a la del bloque curvo y los centroides de los bloques deben coincidir.

Existen suficientes resultados para poder determinar la altura del bloque de esfuerzos equivalentes $a = \beta_1 * c$ por medio de valores de β_1 dados en el código (10.2.7.3) que se puede obtener esa altura

Con base en esta hipótesis el bloque de esfuerzos se puede obtener las ecuaciones de estática para la suma de fuerzas horizontales y para el momento resistente por el par interno, de estas ecuaciones pueden despejarse los valores de a del momento M_n .

Donde M_n es el momento resistente teórico o momento nominal de una sección, se estableció que la resistencia útil del miembro es igual a su resistencia teórica multiplicada por un factor de reducción de capacidad ϕ .

Por tanto, la resistencia útil a flexión de una viga se define como:

$$M_u = \phi * M_n$$

2.6.8 DISEÑO DE VIGAS SIMPLEMENTE REFORZADAS

FIGURA 7

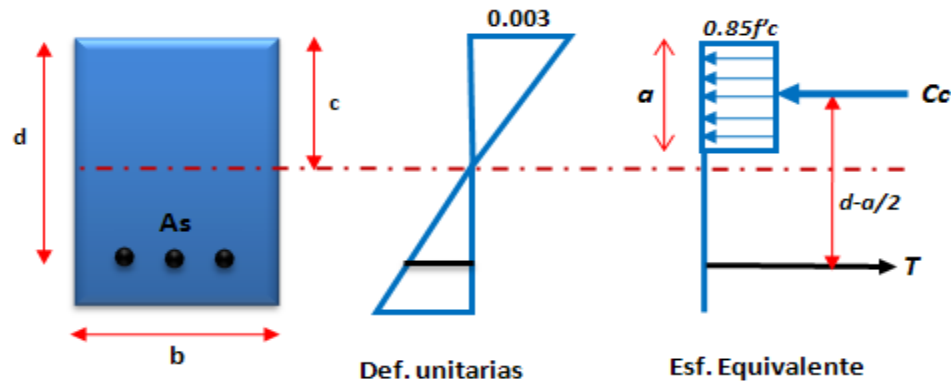


Diagrama de deformaciones y esfuerzos

Del diagrama de esfuerzo equivalente de la Fig.7 Haciendo sumatoria de fuerzas y momentos se tiene que:

$\sum F_H = 0$ Se tiene:

$$C = T \rightarrow 0.85f'_c ab = A_s f_y$$

Despejando el valor de a :

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85f'_c b} \rightarrow a = \frac{\rho f_y d}{0.85f'_c} \quad \text{Ec. (1)}$$

Donde $\rho = \frac{A_s}{b*d}$ porcentaje o cuantía de acero en tracción

Y se define a $w = \rho * \frac{f_y}{f'_c}$ como cuantía mecánica o índice de refuerzo

Como el acero de refuerzo está limitado a una cantidad tal que lo haga ceder antes de que el hormigón alcance su resistencia última, el valor del momento nominal M_n puede escribirse de la siguiente manera:



$$M_n = T \left(d - \frac{a}{2} \right) = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Y la resistencia a flexión es

$$M_u = \phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Sustituyendo ésta expresión en el valor previamente obtenemos una forma alternativa de Mu:

$$M_u = \phi A_s f_y d \left(1 - \frac{1}{17} \frac{\rho f_y}{f'_c} \right)$$

10.2.7.3 — Para f'_c entre 18 y 30 MPa, el factor β_1 se debe tomar como 0.85. Para resistencias superiores a 30 MPa, β_1 se debe disminuir en forma lineal a razón de 0.008 por cada MPa de aumento sobre 30 MPa, sin embargo, β_1 no debe ser menor de 0.65.

$$\beta_1 = 0.85 - \left(\frac{f'_c - 30}{7} \right) * (0.05) \geq 0.65$$

2.6.9 CONDICIÓN DE VIGA BALANCEADA

Si se usa una viga balanceada, teóricamente fallará en forma repentina y sin aviso. Por ello el código ACI en su apartado (10.3.3) limita en su porcentaje de acero usando vigas de hormigón reforzado simples sin carga axial a 0.75 veces el porcentaje que daría una condición balanceada.

Por tanto, tendríamos una relación de porcentaje de acero de refuerzo requerido en un diseño balancead. Bajo una carga última, teóricamente el hormigón fallará a una deformación de unitaria de 0.003 y el acero de refuerzo cederá al mismo tiempo.

El eje neutro se localiza por la relación de triángulos de las deformaciones unitarias

FIGURA 8

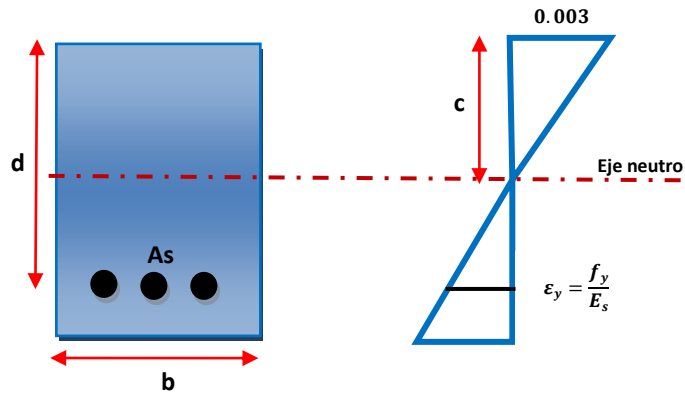


Diagrama de deformaciones unitarias

$$\frac{c}{d} = \frac{0.003}{0.003 + \frac{f_y}{E_s}} = \frac{0.003}{0.003 + \frac{f_y}{210000}}$$

Ordenando y simplificando se tiene:

$$c = \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) d \quad \text{Ec. 2}$$

Donde c es la distancia del eje neutro de la viga extrema en compresión en una sección con cuantía balanceada

De la Ecuación 1 se puede convertirse en c dividiendo entre β_1

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

→

$$c = \frac{\rho f_y d}{0.85 \beta_1 f'_c} \quad \text{Ec 3}$$

Se tiene ahora dos expresiones para c se igualan las ecuaciones 2 y 3 pueden despejarse el porcentaje de acero, este es porcentaje balanceado ρ_b



$$\frac{\rho f_y d}{0.85 \beta_1 f'_c} = \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) d$$
$$\rho_b = \left(\frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \right) \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

Para tratar de garantizar que sólo ocurran fallas dúctiles el código en su apartado (10.3.3) limita el porcentaje máximo de acero determinando la cuantía máxima al valor

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b$$

2.7 PORCENTAJE MÍNIMO DE ACERO

El momento resistente último de una sección cualquiera es menor que su momento de agrietamiento, la sección fallará tanto como se forme la grieta, esta falla puede ocurrir sin aviso previo. Para evitar esta probabilidad la norma ACI en su apartado (10.5.1) especifica una cierta cantidad mínima de acero de refuerzo que se debe utilizar en cada sección de los miembros a flexión donde se requiere refuerzo de tensión de acuerdo con el análisis ya sea por momento positivo como negativo.

$$A_{s \min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} bd \text{ y no menor que } \frac{1.4bd}{f_y}$$

Respectivamente El valor de $\frac{1.4bd}{f_y}$ se obtuvo calculando el momento de agrietamiento

De una sección simple de hormigón e igualándola a la resistencia de hormigón reforzado del mismo tamaño aplicando un factor de seguridad de 2.5 y despejando la cantidad de acero requerida

Para el diseño de vigas sobrerreforzadas casi nunca se encuentran en la práctica por que el código (10.3.3) no permite su uso



2.8 DISEÑO DE VIGAS CON ARMADURA A COMPRESIÓN

Ocasionalmente las vigas están determinadas a tamaños pequeños por los requisitos de estética o de espacio disponible, donde el acero de compresión resulta necesario; además, del acero a tracción.

Para incrementar la capacidad por momento de una viga más que una reforzada sólo a tensión con el máximo porcentaje de acero ($0.75\rho_b$), es necesario introducir otro par resistente a la viga. Esto se logra agregando acero tanto en el lado de compresión como de tensión de la viga.

El acero de compresión no sólo aumenta los momentos resistentes de las secciones del hormigón, sino también incrementa la magnitud de curvatura que un miembro puede absorber antes de fallar a flexión. Esto significa que la ductilidad de tales secciones aumentara apreciablemente. Aunque caro. El acero de compresión hace a las vigas tenaces y dúctiles, permitiéndoles resistir grandes momentos y deformaciones.

Las barras de compresión continuas también son útiles para armar y mantener la posición de los estribos amarrándolos estos a las barras de compresión durante el colocado y el vibrado.

En la sección (7.11.1) de la norma ACI, establece que el acero en compresión en vigas debe estar ceñido por estribos, donde en el apartado (7.10.5.1), establece que los estribos deben ser como mínimo barras de N° 10 para barras de N°32 o menores.

Los estribos deben estar separados entre sí más de 16 diámetros de la barra, más de 48 diámetros de estribo ni más de que la menor dimensión lateral de la sección transversal.

En las vigas doblemente reforzadas se hace el inicialmente la hipótesis que el acero de compresión fluye tanto como el de acero de tensión.



Si la deformación unitaria en la fibra extrema del hormigón se supone que es igual al 0.003 y del acero de compresión A'_s se localiza a $2/3$ partes de la distancia del eje neutro a la fibra extrema del hormigón, entonces la deformación unitaria del acero a compresión es igual al 0.002.

Cuando se usa acero de compresión se supone que el momento resistente último de la viga consta de dos partes. La primera debida a la resistencia del hormigón de compresión más el refuerzo de tensión equilibrante y de la parte debida a la última capacidad del momento del acero de compresión más la porción equilibrante de cero en tensión como se puede observar en la fig. 9

FIGURA 9

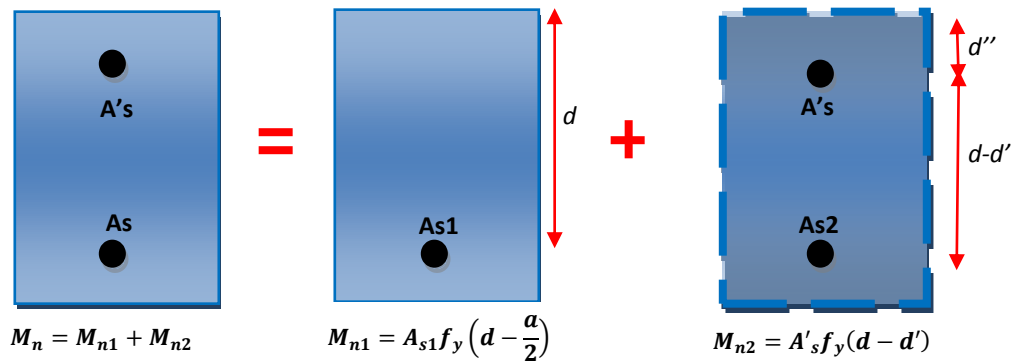


Diagrama con armadura de refuerzo de compresión

En éstas expresiones se desprecia el efecto del hormigón en compresión que es reemplazado por el acero de compresión A'_s , esta omisión hará que se sobrestime M_n en una cantidad muy pequeña y despreciable (menos del 1%).

El primero de los momentos resistentes es:

$$M_{n1} = A_{s1} f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

El segundo momento resistente es el producto por el acero adicional de tensión y compresión A_{s2} y A'_s



$$M_{n2} = A'_s f_y (d - d')$$

Hasta ahora se ha supuesto que el acero de compresión ha alcanzado su esfuerzo de fluencia, por tanto, los valores de A_{s2} y A'_s serán iguales por que la adición de T de $A_{s2} f_y$ debe ser igual a la adición a C de $A'_s f_y$ para que tenga equilibrio.

Al combinar los anteriores valores se tiene:

$$M_n = A_{s1} f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f_y (d - d')$$

$$M_u = \phi M_n$$

$$M_u = \phi \left[A_{s1} f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f_y (d - d') \right]$$

Cuando el porcentaje total de acero de tensión es igual o menor que $0.75\rho_b$ (donde ρ_b es para una viga rectangular con acero solo a tensión), el acero de compresión tendrá poco efecto en el momento resistente de una sección doblemente reforzada.

El código ACI en su apartado 10.3.3 estipula que para un comportamiento dúctil de vigas con refuerzo de compresión, solo la parte del acero a tensión que es equilibrada por compresión por el hormigón tiene que ser limitada por el factor $0.75bd$, más una área que proporcione una fuerza producida por el acero a compresión. Si el acero de compresión ha cedido.

$$A_s \text{ max permisible} = 0.75\rho_b bd + A'_s$$

Si el acero de compresión no ha fluido esta expresión debe ser revisada, para garantizar una falla a tensión como lo requiere el código $A'_s \left(\frac{f'_s}{f_y} \right)$. El acero máximo total a tensión, cuando el acero de compresión no ha cedido e por consiguiente

$$A_s \text{ max permisible} = 0.75\rho_b bd + A'_s \frac{f'_s}{f_y}$$



2.3 DISEÑO DE VIGAS A CORTE

2.3.1 INTRODUCCIÓN

En el diseño de vigas no sólo nos interesa el diseño a flexión, sino también el diseño a corte, debido a que la falla por cortante en vigas ocurren en forma repentinamente, sin previo aviso; por tanto, las vigas se diseñan para fallar por flexión bajo cargas que son considerablemente menores a aquellas que causarían las fallas por cortante.

Por lo que la norma ACI proporciona valores para que el cortante de diseño que tiene valores de seguridad mayor contra fallas por cortante que los proporcionados por falla flexión.

2.3.2 RESISTENCIA DEL HORMIGÓN AL CORTE

Si V_u se divide entre el área efectiva de la viga $b*d$ el resultado se denomina *esfuerzo cortante medio*. Este esfuerzo no es igual al esfuerzo de tensión diagonal si no que sirve meramente como indicador de su magnitud. Si este indicador excede cierto valor, se considera necesario emplear un refuerzo por cortante en el alma de la sección.

En la norma ACI, las ecuaciones básicas de cortante se presentan en términos de fuerza y no de esfuerzo, por lo que los esfuerzos cortantes medios se obtienen multiplicando por el área efectiva de la viga para obtener esfuerzos totales.

En este análisis, V_n es la resistencia nominal o teórica por cortante de un miembro. Esta resistencia es proporcional por el hormigón y por el refuerzo por cortante.

$$V_n = V_c + V_s$$

La resistencia permisible por cortante de un miembro, ϕV_n es igual a ϕV_c más ϕV_s que debe ser por lo menos igual a la fuerza cortante factorizada que se use, V_u



$$V_u = \phi V_c + \phi V_s$$

La resistencia al corte proporcionado por el hormigón, V_c se considera igual a

$$V_c = \left(\sqrt{\frac{f'_c}{6}} \right) bd$$

De acuerdo a la norma ACI apartado (11.3.1.1), indica que en forma conservadora que V_c (la fuerza cortante que el hormigón puede resistir sin ningún refuerzo en su alma puede ser igual a la ecuación anterior, alternativamente se puede utilizar la ecuación del apartado (11.3.2.1) del código que toma en cuenta tanto la influencia de el refuerzo longitudinal como las magnitudes del momento y la fuerza de corte, este valor debe calcularse en forma separada para cada punto bajo consideración de la viga.

$$V_c = \left(\sqrt{f'_c} + 120\rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) \frac{b_w}{7} \leq 0.30 \sqrt{f'_c} b_w d$$

2.3.3 AGRIETAMIENTO DEL HORMIGÓN ARMADO POR ESFUERZO CORTANTE

Las grietas pueden desarrollarse en las almas de las vigas de hormigón armado ya sea como extensiones de las grietas de flexión o bien como grietas independientes. Como se muestra en la siguiente (Fig. C -1)

Grieta por tensión diagonal. Estas son grietas usuales por cortante, para que ocurran este tipo de grietas el momento solicitante debe ser mayor que el momento de agrietamiento y el cortante deben ser bastante grande. Las grietas forman un ángulo aproximadamente de 45° respecto el eje de la viga y probablemente se inician en la parte superior de de grieta de flexión, más o menos verticales.

Grietas por cortante en el alma. Son grietas que se desarrollan a veces en forma independiente sin presencia de una grieta por flexión normalmente ocurren en



acciones cerca de los puntos de inflexión de vigas continuas y de gran esfuerzo cortante, este tipo de grietas se forman cerca de la mitad de la altura de la sección y se prolonga hasta la superficie de tensión a lo largo de una trayectoria diagonal

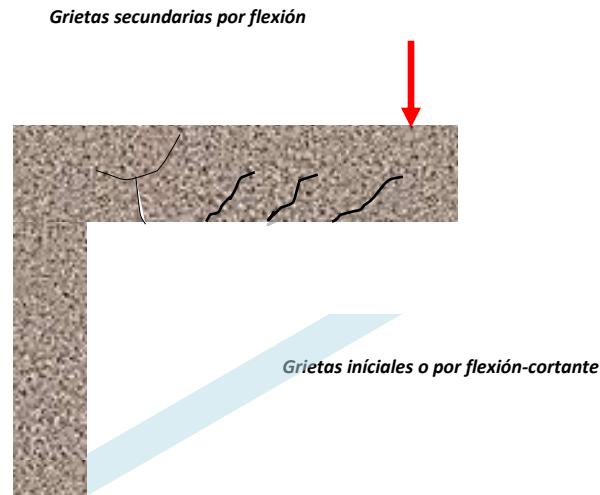


Fig. C-1 Grietas por flexión- cortante

2.3.4 DISEÑO DE VIGAS HORMIGÓN ARMADO POR CORTANTE

La fuerza cortante máxima V_u de una viga que no exceda la capacidad permisible por cortante ϕV_n de la sección transversal de la viga donde $\phi = 0.85$ y V_n es la resistencia nominal por cortante en el hormigón junto al refuerzo por cortante

$$V_u \leq \phi V_n$$

El valor de ϕV_n puede descomponerse en la resistencia permisible por cortante ϕV_c del hormigón más la resistencia permisible por cortante por la armadura ϕV_s del refuerzo por cortante. El valor ϕV_c está dado por el código para diferentes situaciones, por lo que podemos calcular el valor requerido de ϕV_s para cada situación.

$$V_u \leq \phi V_c + \phi V_s$$



El propósito de los estribos, es de minimizar el tamaño de las grietas por tensión diagonal o transmitir el esfuerzo por tensión diagonal de un lado de la grieta al otro.

Hasta que la grieta empieza a formarse, muy poca tensión es tomada por los estribos. Ante que la grieta empiece a formarse, la deformación unitaria de los estribos es igual a la deformación unitaria del hormigón adyacente. Como el hormigón empieza deformarse bajo esfuerzos de tensión bajos, los esfuerzos del estribo también son pequeños.

La resistencia nominal por cortante V_s de los estribos que cruza la grieta, puede calcularse con la siguiente expresión, donde n es el número de estribos que cruzan la grieta y A_v es el área de la sección transversal que tiene cada estribo.

$$V_s = A_v f_y n$$

El número de estribos que cruza la grieta se puede determinar con:

$$n = \frac{d}{s}$$



Como se puede observar en la Fig. C-2

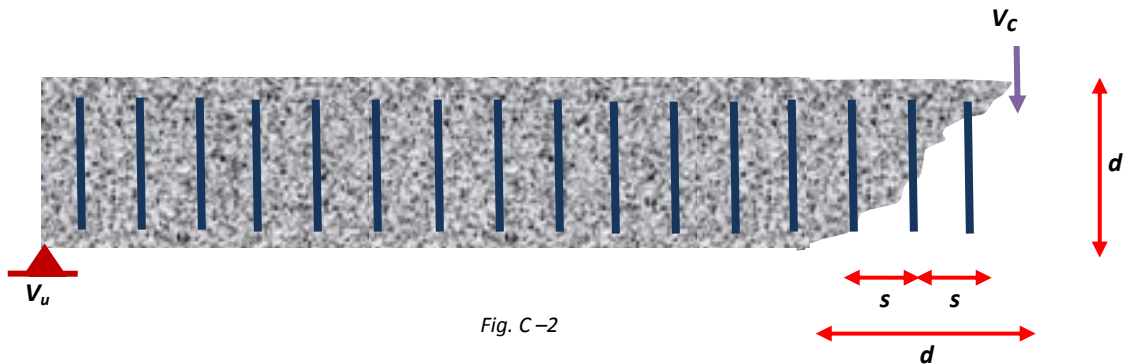


Fig. C-2

Entonces.

$$V_s = A_v f_y \frac{d}{s}$$

De esta expresión, la separación requerida entre estribos verticales es

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

Y el valor V_s usado aquí puede determinarse como sigue:

$$V_u = \phi V_c + \phi V_s$$

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi}$$

2.3.5 REQUISITOS DEL CÓDIGO ACI PARA EL DISEÑO A CORTE DE VIGAS.

En esta sección se presenta los requisitos del código respecto al diseño de refuerzo en el alma.

1. Cuando la fuerza cortante factorizada V_u excede de 0.5 de la fuerza permisible ϕV_c requiere de refuerzo en el alma. El valor de V_c se toma normalmente es igual a

$V_c = \left(\sqrt{\frac{f'_c}{6}} \right) b d$ donde M_u es el momento que se presenta simultáneamente con V_u



en la sección considerada. Según el código, el valor $\frac{V_u}{M_u}d$ no debe ser mayor a la unidad al calcular V_c .

2. Cuando se requiera refuerzo por cortante, el código establece que la cantidad proporcionada debe caer dentro el límite tanto inferior como superior claramente especificado. Si la cantidad de refuerzo es muy baja, este puede fluir o bien romperse inmediatamente después de la formación de la grieta inclinada. En la sección 11.5.6.3 del código establece la cantidad mínima permitida de refuerzo en el alma para todos los elementos que trabajan a flexión

$$A_{v \min} = \frac{1}{16} \sqrt{f'_c} \frac{bs}{f_{yt}}$$

Pero, no debe ser menor que

$$A_{v \min} = \frac{1}{3} \frac{bs}{f_y}$$

3. Como se describió antes, un estribo no puede tomar un cortante apreciable a menos que cruce un agrieta inclinada. Entonces, para garantizar que toda grieta de 45° es interceptada al menos por un estribo la separación máxima de los estribos verticales permitida por el código en su apartado (11.5.5.1) es menor que $\frac{d}{2}$ o bien de 60 cm. Si V_s supera la relación $\frac{1}{3} \sqrt{f'_c} bd$ la relación máxima centro a centro de los estribos se reduce a la mitad, en ningún caso se permitirá que V_s exceda el valor $\frac{2}{3} \sqrt{f'_c} bd$.

4. La sección 12.13 del código establece los requisitos sobre dimensiones, longitudes de empotramiento, etc. Para que los estribos desarrollen su resistencia de diseño deben estar adecuadamente anclados. Las pruebas en miembros de hormigón armado han demostrado que cuando existe una fuerza por cortante que varía gradualmente (como un miembro de carga uniforme) la primera grieta ocurre a una distancia d de la cara del apoyo.



2.3.6 DISEÑO DE COLUMNAS CORTAS RECTANGULARES

2.3.6.1.1 INTRODUCCIÓN

La columna es un elemento estructural que trabaja en compresión; pero, debido a su ubicación en el sistema estructural deberá soportar también solicitaciones de flexión, corte y torsión.

Las columnas de hormigón podemos clasificar en tres categorías:

Pedestales.- Estos tipos de columnas son miembros verticales a compresión en donde su altura es menor a tres veces su dimensión lateral más pequeña.

Estos miembros puede diseñarse con hormigón simple o sin refuerzo, con un esfuerzo permisible compresión igual a $0.85 * \theta * f'_c$ donde $\theta * f'_c = 0.70$. Si el esfuerzo de compresión resulta mayor que es valor se deberá aumentar el área de la sección transversal del pedestal

Columnas cortas.- Una columna corta es un miembro robusto, de poca flexibilidad si falla una columna de hormigón reforzado debido a la falla inicial del material, se clasifica como columna corta, la carga que puede soportar está regida por las dimensiones e su sección transversal y por la resistencia del material que está hecha.

Columnas largas.- Conforme crecen las relacione de esbeltez, las deformaciones por flexión también crecerán, así como los resultantes de momentos secundarios. Si esos momentos son de gran magnitud que reducen apreciablemente la capacidad a carga axial de la columna, ésta se denomina columna larga o esbelta.

Cuando una columna se encuentra sometida a momentos primarios (los causados por las cargas aplicadas.) el eje del miembro se deflexiona lateralmente, dando por resultado momentos adicionales e iguales a la carga del columna multiplicada por la deflexión lateral. Estos momentos se llaman momentos secundarios o momentos $P\Delta$ y se ilustran en la figura C. 1

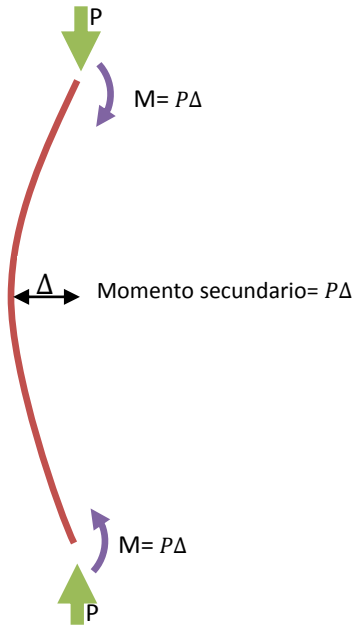


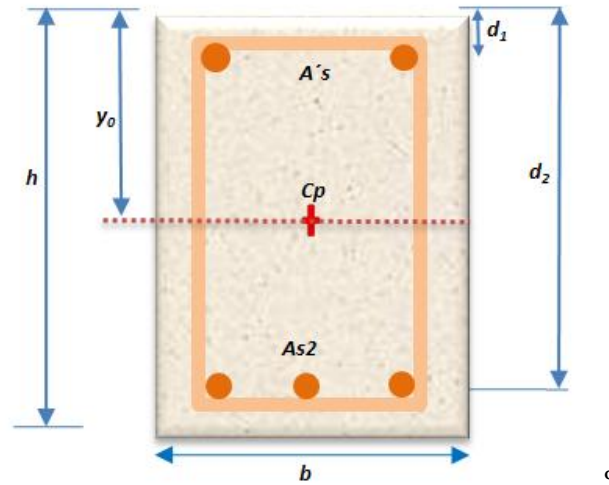
Figura C 1 Momento Secundario o momento $P\Delta$

Una columna que contenga grandes momentos secundarios, se llama columna esbelta y es necesario determinar su sección transversal en función de los momentos primarios y secundarios.

Una columna se clasifica como columna corta si el efecto de pandeo no reduce su resistencia en más del 5%. Las relaciones de esbeltez efectivas se la utilizan para poder clasificar a las columnas como cortas o esbeltas. Se clasifica como columna corta si la relación de esbeltez es menor a $K * \frac{l_u}{r}$ es menor a 22

2.3.6.2 CENTRO IDE PLÁSTICO

Es el punto en la sección de la columna donde la fuerza resultante producida por el hormigón y el acero actúa produciendo en toda la sección deformaciones iguales, para localizar el centro de presiones se supone que todo el hormigón a compresión de $0.85f'_c$ y todo el acero a f_y en compresión. Esta se determina de la siguiente manera:



$$Y_o = \frac{A_c * 0.85 * f'_c * \frac{h}{2} + A'_s * f_y * d_1 + A_{s2} * f_y * d_2}{A_c * 0.85 * f'_c + A'_s * f_y + A_{s2} * f_y}$$

Donde:

Ac= Área de la sección bruta ($b*h$)

2.3.6.3 COLUMNAS CORTAS CON CARGA AXIAL

La carga axial actúa en el centroide plástico, se obtendrá la capacidad máxima de la columna sumando la contribución del hormigón y del acero, sabiendo que el hormigón alcanza su máxima resistencia cuando la deformación unitaria a 0.003 para esta deformación el acero ya estará en fluencia. Por tanto la resistencia nominal a carga axial de la columna es:

$$P_o = 0.85 * f'_c * (A_c - A_{st}) + A_{st} * f_y$$

Pero, todas las columnas se ven sometidas a cierta flexión y fuerza axial, y es necesario diseñarlas para que resistan ambas sollicitaciones. Par el diseño se toma en cuenta un momento por que se toma en cuenta pequeñas excentricidades por lo tanto se tiene que:



$$P_u * e = M_u$$

O bien

$$e = \frac{M_u}{P_u}$$

Todas las columnas tienen que diseñarse con ciertos momentos mínimos, aún cuando no existieran los momentos no calculados. Por lo que se supone excentricidades mínimas para las cargas en las columnas, estos valores mínimos de excentricidad son de 3 cm ó $0.10 * h$, rigiendo el valor mayor para columnas con estribos (donde el valor de h es el ancho de la total de la columna).

Se usará para el diseño un momento igual a la carga axial multiplicada por la excentricidad mínima. El código actual no especifica las excentricidades mínimas pero el mismo fin se alcanza requiriendo que las capacidades teóricas para carga axial se multipliquen por un factor α que es igual a 0.80 en columnas con estribos. Así, la capacidad de carga axial de las columnas no debe ser mayor que el valor siguiente:

Para columnas con estribos $\phi = 0.65$

$$\phi P_n(\max) = 0.80 * \phi * [0.85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}]$$

Esta expresión puede usarse solo cuando el momento es bastante pequeño o cuando no se haya calculado el momento de diseño, de manera que la excentricidad (e) sea menor que $0.10 * h$.

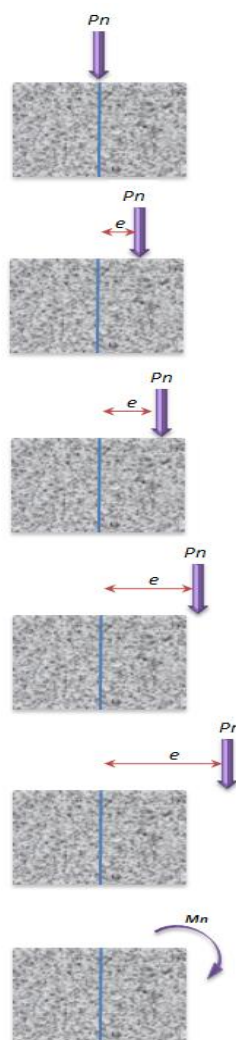
Si el valor de la excentricidad es mayor que el valor descrito la columna, se clasifica como columna larga.



2.3.6.4 DISEÑO DE COLUMNAS CORTAS SOMETIDAS A CARGA AXIAL Y FLEXIÓN

Las columnas se flexionan bajo acciones de momentos y estos tienden a producir compresión en un lado de las columnas y tensión en el otro. Según sea las magnitudes relativas de los momentos y las cargas axiales, existen varias maneras en que las secciones puedan fallar como ser;

Figura C-2



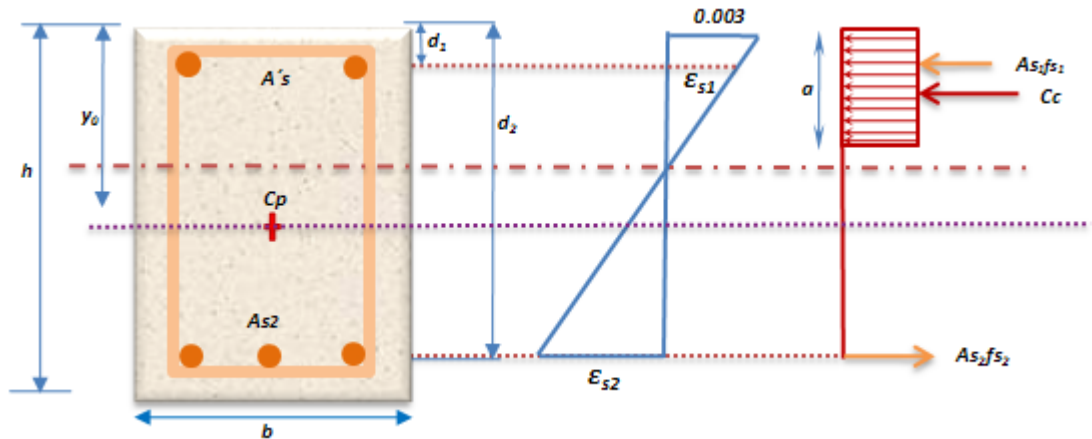
- a) Una carga axial grande provoca falla del hormigón por aplastamiento con todas las barras alcanzando su fluencia en compresión.
- b) Carga axial grande y un momento pequeño pero toda la sección transversal a compresión. La falla ocurre por aplastamiento del hormigón y todas las barras trabajan a compresión
- c) Carga axial grande con momentos mayores que el caso (b) las barras en el lado opuesto a la carga están sin llegar a su esfuerzo de fluencia. La falla ocurre por aplastamiento del hormigón
- d) Condición de carga balanceada las barras a tensión alcanzan su esfuerzo de fluencia al mismo tiempo que el hormigón en el lado a compresión que falla a $0.85 \cdot f'_c$ por aplastamiento
- e) Un momento muy grande con carga axial relativamente menor, la falla ser inicia por fluencia de las barras de tensión
- f) Momento flexionante grande. La falla ocurre como una viga

Columna sometida a carga con excentricidad cada vez mayor



En la figura C-3 se tiene un posible caso de esfuerzos del hormigón y sus fuerzas del acero en el estado de falla

Figura C-3



Denominemos a

$$C_c = 0.85 f'_c b * a$$

$$C_{s1} = A_{s1} * f_{y1}$$

$$T_{s1} = A_{s3} * f_{y1}$$

Luego la fuerza axial nominal será:

$$P_n = C_c + C_{s1} + -T_{s1}$$

Y el momento nominal resistente será:

$$M_n = C_c * \left(y_o - \frac{a}{2} \right) + C_{s1} * (y_o - d_1) + T_{s1} * (d_1 - y_o)$$

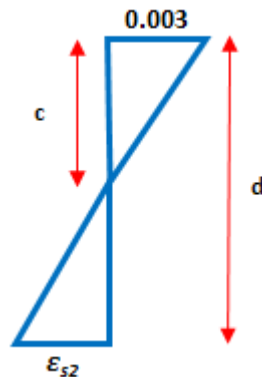
Además

$$M_n = P_n * e$$

2.3.6.5 CONDICIÓN DE FALLA BALANCEADA

La falla balanceada en una columna es la condición para la cual se produce simultáneamente la falla del hormigón y fluencia de la capa exterior en tensión del acero como se puede ver en la figura C-4 tenemos que

Figura C-4



$$\frac{c}{d} = \frac{0.003}{0.003 + \varepsilon_y} \Rightarrow c = \frac{0.003}{0.003 + \varepsilon_y} * d$$

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{f_y}{2E^6}$$

$$c = \frac{6000 * d}{6000 + f_y}$$

Para esta condición también existe una excentricidad balanceada

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}}$$

Donde sí

$c < c_b$ se considera una falla dúctil donde la falla primero el acero

$c > c_b$ se considera que falla frágil donde falla primero el hormigón

2.3.6.6 REFUERZO MAXIMO Y MINIMA EN COLUMNAS

El código ACI recomienda lo siguiente

El refuerzo máximo de acero en columnas debe ser $A_{st} = 0.08 * A_c$ esto; además, debe estar sujeto a la facilidad de armado del acero y vaciado del hormigón. Refuerzo mínimo $A_{st} = 0.01 * A_c$



2.3.6.7 DISTRIBUCIÓN DEL ACERO LONGITUDINAL Y TRASVERSAL

Las columnas con estribos rectangulares cuatro varillas longitudinales como mínimo.

En cualquier tipo de sección de columna deberá proporcionarse una varilla longitudinal en cada esquina y además todas las varillas longitudinales deberán estar apoyadas sobre estribos.

Si las varillas longitudinales son menores a la N°10 el diámetro de refuerzo transversal será por lo menos 3/8” en caso contrario el diámetro del refuerzo transversal sea por lo menos de 1/2”

2.3.6.8 ESPACIAMIENTO VERTICAL DE LOS ESTRIBOS

La separación de los estribos debe mantener la siguiente relación

$$s \leq 16\phi_p \quad (\phi_p = \text{Diámetro de la varilla longitudinal})$$

$$s \leq 48\phi_{estribo}$$

$$s \leq \text{menor dimensión de la sección transversal de la columna}$$

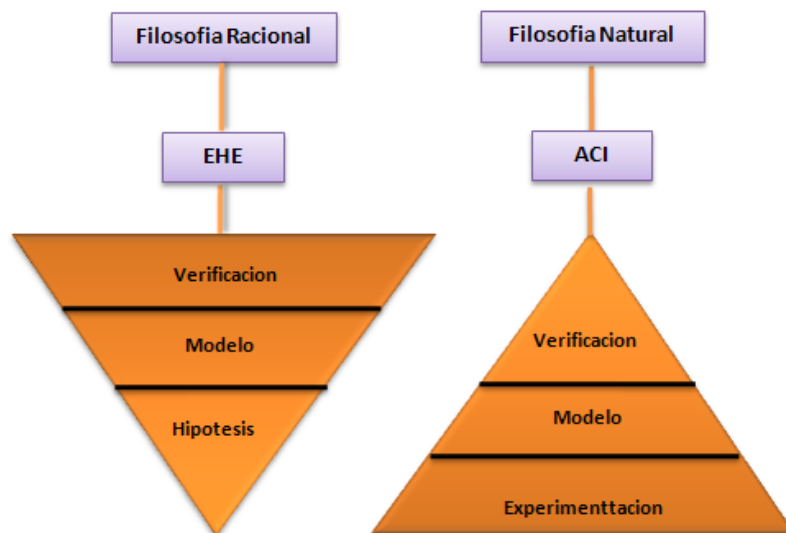
Las varillas longitudinales deberán contar con estribos que doble alrededor de ellas en forma alternada la distancia libre entre varillas longitudinales continuas deberá ser menor a 15 cm caso contrario las varillas longitudinales deberán contar con estribos que doble alrededor de ellas.

2.4 DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS TEÓRICOS

Las normas de diseño constituyen el fundamento teórico y práctico por lo que se basa todo reglamento legal de construcción. A nivel mundial podría indicarse que existen dos escuelas importantes, la escuela Europea (Eurocódigo) y la escuela Americana (American Concrete Institute A.C.I.), ambas escuelas se diferencian fundamentalmente en el modo de generar modelos, para lo cual lo esquematizamos a continuación:

Figura N° 3.1

Esquema de las Normas de Diseño



La ACI emplea el método de la Filosofía Natural, en el cual hace uso de la experimentación (recolección de datos), de estos datos obtenidos, se procede a generar las ecuaciones correspondientes (modelaje), una vez generado el modelo se lo verifica con datos de prueba de laboratorio, nótese que es un modelo piramidal estable porque si el modelo no verifica se puede desecharlo y se crea otro a partir de los datos de la experimentación ya realizada. En contraposición la escuela Europea emplea la Filosofía Racional, crea su modelo a partir de hipótesis o principios teóricos, para luego ponerlos a prueba en laboratorio en la etapa de la verificación, cabe recordar que es un modelo de pirámide truncada inestable, ya que si falla el modelo en la verificación todo el esquema mental colapsa porque las hipótesis no son verdaderas y hay que revisarlas o en su defecto eliminarlas. Como se podrá dar cuenta la escuela Europea es más rica a nivel académico y de investigación teórica que la Americana, mientras que la escuela Americana, es mucho más práctica y rica en investigación experimental que la europea. Esta es en esencia la principal diferencia entre las dos normas; pero, cabe señalar que existen otras diferencias que son más



sutiles pero, importantes. En Bolivia, la norma empleada es el Código Boliviano del Hormigón CBH, el cual tiene su origen en el código Español, el cual sigue la escuela Europea.

2.5 ANÁLISIS DE LA INGENIERÍA DEL PROYECTO

2.5.1 DISEÑO DE VIGAS RECTANGULARES

La elaboración del presente proyecto se constituye en dos partes; en la primera parte consta en el diseño de una viga isostática de una longitud de 5 metros donde se la diseñara por las diferentes normas; en la cual se hará variar una carga distribuida, haciendo que la viga pase desde un estado netamente de compresión donde sólo tendrá armadura mínima hasta en un estado donde la viga tendrá armadura de refuerzo máxima.

Una vez que se haga éstos diseños, se hará un diagrama de relación de área de acero y carga de servicio entre las dos diferentes normas empleadas para poder apreciar los diagramas y analizar si es que tiene algunos puntos en común, así podrá determinar hasta que carga existen similitudes en el diseño de vigas, y poder determinar cuál de las normas es más realista o más favorable para el diseño de vigas de hormigón armado.

Posteriormente se procederá a realizar un ejemplo para el diseño de una viga de un edificio con cargas reales

2.5.2 DISEÑO DE COLUMNAS CORTA RECTANGULARES

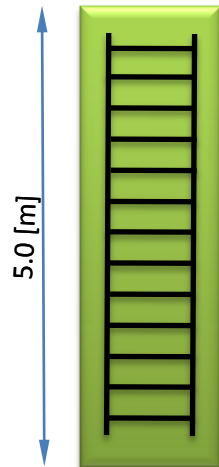
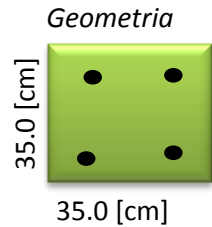
De la misma manera que vigas se procederá al diseño con un carga variable teniendo constante la sección de la columna. Se tomará el mismo cuadro comparativo de diseño de vigas y se le aplicará al de columnas tomando en cuenta los mismos parámetros de diseño.

2.6 INSTRUMENTOS DE AYUDA

Para la elaboración de la ingeniería del proyecto se usará como base el programa Excel-2007

DISEÑO DE COLUMNAS CORTA NORMA ACI

DATOS



$$k = 0.7$$

$$L \text{ [m]} = 5.0 \text{ m}$$

$$f_{cd} \text{ [Mpa]} = 25.0$$

$$f_{yd} \text{ [Mpa]} = 420$$

$$b \text{ [cm]} = 35$$

$$h \text{ [cm]} = 35$$

$$\lambda \quad 10.10 < 22 \quad \text{ok}$$

ECUACIONES

$$Inercia = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad \text{Área} = b \cdot h$$

$$\frac{k \cdot L_U}{r} < 22 \quad r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$r = \sqrt{\frac{\frac{b \cdot h^3}{12}}{b \cdot h}} \quad P_u = q \cdot 1.2$$

$$P_n = 0.80 \cdot [0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y]$$

$$P_o = 0.85 \cdot b \cdot h \cdot f'_c$$

$$A_{s \text{ min}} = 4\phi 12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \frac{P_n - 0.85 \cdot f'_c \cdot A_g}{f_y - 0.85 \cdot f'_c}$$

TABLA DISEÑO COLUMNA CORTA NORMA ACI

Po[N]	Pu [N]	Pn [N]	As [cm²]
30000.0	36000	45000	4.52
60000.0	72000	90000	4.52
80000.0	96000	120000	4.52
100000.0	120000	150000	4.52
220000.0	264000	330000	16.68
240000.0	288000	360000	23.86
250000.0	300000	375000	27.45
280000.0	336000	420000	38.21
330000.0	396000	495000	56.16
350000.0	420000	525000	63.34

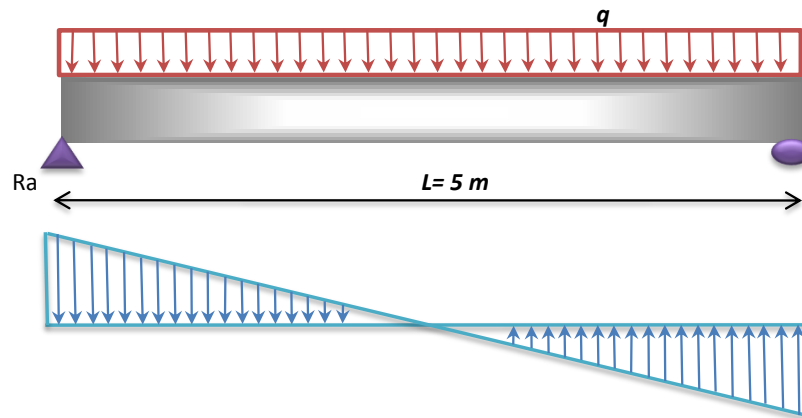
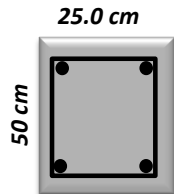
DISEÑO DE VIGA A CORTANTE NORMA ACI

DATOS

fck= 25 [Mpa]
fy= 420 [Mpa]

r [cm]= 3
d [cm] 47

SECCION TRANSVERSAL



ECUACIONES

$$V_u = \frac{q * L}{2} * 1.2$$

$$V_n = \frac{V_u}{0.75} \quad V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} * b * d$$

$$V_s = V_n - V_c$$

$$A_{v \min} = \frac{1}{16} * \sqrt{f'_c} * \frac{b * s}{f_y}$$

$$A_{v \min} \geq 0.33 * \frac{b * s}{f_y}$$

$$A_v = \frac{s * V_s}{f_y * d}$$

TABLA DE DISEÑO VIGA A CORTE ACI

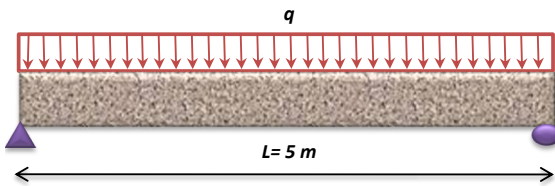
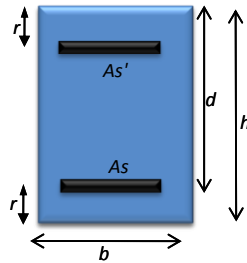
q N/m	Vu [N]	Vn [N]	Vc [N]	Armadura	Vs [N]	Av min [cm²/m]	Av [cm²/m]
10000	30000	40000.00	97916.67	S/A de Compresion	0.00	0.37	0.37
15000	45000	60000.00	97916.67	S/A de Compresion	0.00	0.37	0.37
20000	60000	80000.00	97916.67	S/A de Compresion	0.00	0.37	0.37
40000	120000	160000.00	97916.67	C/A de Compresion	62083.33	0.37	3.15
60000	180000	240000.00	97916.67	C/A de Compresion	142083.33	0.37	7.20
80000	240000	320000.00	97916.67	C/A de Compresion	222083.33	0.37	11.25
90000	270000	360000.00	97916.67	C/A de Compresion	262083.33	0.37	13.28
100000	300000	400000.00	97916.67	C/A de Compresion	302083.33	0.37	15.30
110000	330000	440000.00	97916.67	C/A de Compresion	342083.33	0.37	17.33
120000	360000	480000.00	97916.67	C/A de Compresion	382083.33	0.37	19.36

DISEÑO VIGA A FLEXION NORMA ACI

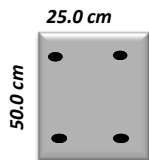
DATOS

fck= 25 [Mpa]
fy= 420 [Mpa]

r [cm]= 3
d [cm] 47



SECCION TRANSVERSAL

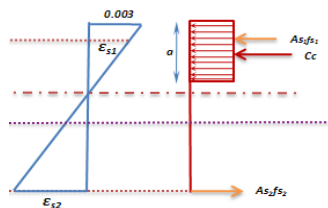


si fck>28Mpa usar siguiente formula

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 * \frac{(f'_c - 280)}{70}$$

$$\beta_1 = 0.85$$

DEFORMACIONES



ECUACIONES

$$q_D = q * 1.2 \qquad M = \frac{q * l^2}{8}$$

$$A_s = \frac{0.85 * f'_c * d * b}{f_y} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{0.85 * \phi * f'_c * b * d^2}} \right]$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

$$\rho_b = \left(\frac{0.85 * \beta_1 * f'_c}{f_y} \right) * \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$A_s = \frac{M_{u2}}{\phi * f_y * (d - r)}$$

$$A_{s1} = \rho * b * d ; A_{s1} = \rho_{max} * b * d$$

$$A_{min} = \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{4 * f_y} \right) * b * d ; \left(\frac{1.4 * b * d}{f_y} \right)$$

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

$$M_{u1} = \phi * A_{s1} * f_y * \left(d - \frac{\alpha}{2} \right)$$

$$M_{u2} = M_u - M_{u1}$$

$$A_{s2} = \frac{M_{u2}}{\phi * f_y * (d - r)}$$

$$A_{s2}' = \frac{A_{s2}}{0.75}$$

TABLA DE DISEÑO VIGA A FLEXION NORMA ACI

q N/m [D]	q N/m [L]	Mu [N*m]	As [cm ²]	ρ	ρ_b	ρ_{max}	Armadura	As1 [cm ²]	As _{min} [cm ²]	a [cm]	Mu1 [N*cm]	Mu2 [N*cm]	As2 [cm ²]	As2' [cm ²]	As [cm ²]	As total [cm ²]
10000	12000	37500	2.150	0.00183	0.0253	0.01265	S/A de C	2.15	3.917	1.699	37500	0.00	0.00	0.00	3.92	3.92
15000	18000	56250	3.255	0.0028	0.0253	0.01265	S/A de C	3.26	3.917	2.574	56250	0.00	0.00	0.00	3.92	3.92
20000	24000	75000	4.383	0.0037	0.0253	0.01265	S/A de C	4.38	3.917	3.465	75000	0.00	0.00	0.00	4.38	4.38
40000	48000	150000	9.147	0.0078	0.0253	0.01265	S/A de C	9.15	3.917	7.231	150000	0.00	0.00	0.00	9.15	9.15
60000	72000	225000	14.411	0.0123	0.0253	0.01265	S/A de C	14.41	3.917	11.393	225000	0.00	0.00	0.00	14.41	14.41
80000	96000	300000	20.379	0.0173	0.0253	0.01265	C/A de C	14.86	3.917	11.750	231038.9648	68961.04	4.15	5.53	19.01	24.54
90000	108000	337500	23.735	0.0202	0.0253	0.01265	C/A de C	14.86	3.917	11.750	231038.9648	106461.04	6.40	8.53	21.26	29.80
100000	120000	375000	27.441	0.0234	0.0253	0.01265	C/A de C	14.86	3.917	11.750	231038.9648	143961.04	8.66	11.54	23.52	35.06
110000	132000	412500	31.636	0.0269	0.0253	0.01265	C/A de C	14.86	3.917	11.750	231038.9648	181461.04	10.91	14.55	25.77	40.32
120000	144000	450000	36.589	0.0311	0.0253	0.01265	C/A de C	14.86	3.917	11.750	231038.9648	218961.04	13.17	17.55	28.03	45.58

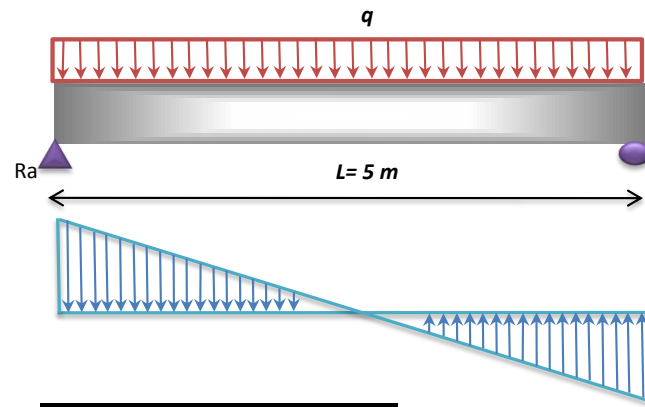
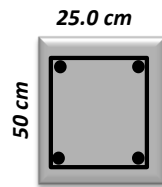
DISEÑO DE VIGA A CORTANTE NORMA ACI

DATOS

f_{ck}= 25 [Mpa]
f_y= 420 [Mpa]

r [cm]= 3
d [cm] 47

SECCION TRANSVERSAL



ECUACIONES

$$V_n = \frac{V_u}{0.75}$$

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} * b * d$$

$$V_s = V_n - V_c$$

$$A_{v \min} = \frac{1}{16} * \sqrt{f'_c} * \frac{b * s}{f_y}$$

$$A_{v \min} \geq 0.33 * \frac{b * s}{f_y}$$

$$A_v = \frac{s * V_s}{f_y * d}$$

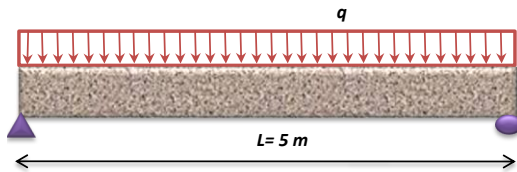
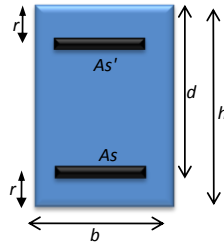
TABLA DE DISEÑO VIGA A CORTE ACI

q [N/m]	V _u [N]	V _n [N]	V _c [N]	Armadura	V _s [N]	A _{v min} [cm ² /m]	A _v [cm ² /m]
19575.296	48938.24	65250.99	97916.67	S/A de Compresion	0.00	0.37	0.37
20779.896	51949.74	69266.32	97916.67	S/A de Compresion	0.00	0.37	0.37

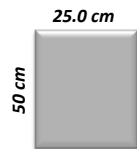
DISEÑO VIGA A FLEXION NORMA ACI

DATOS
 f_{ck}= 25 [Mpa]
 f_y= 420 [Mpa]

r [cm]= 3
 d [cm] 47



SECCION TRANSVERSAL



si f_{ck}>28Mpa usar siguiente formula

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 * \frac{(f'_{c} - 280)}{70}$$

$$\beta_1 = 0.85$$

DEFORMACIONES

ECUACIONES

$$q_D = q * 1.2 \quad M = \frac{q * l^2}{8}$$

$$A_s = \frac{0.85 * f'_{c} * d * b}{f_y} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{0.85 * \phi * f'_{c} * b * d^2}} \right]$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

$$\rho_b = \left(\frac{0.85 * \beta_1 * f'_{c}}{f_y} \right) * \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_{max} = 0.75 * \rho_b$$

$$A_s = \frac{M_{u2}}{\phi * f_y * (d - r)}$$

$$A_{s1} = \rho * b * d ; A_{s1} = \rho_{max} * b * d$$

$$A_{min} = \left(\frac{\sqrt{f'_{c}}}{4 * f_y} \right) * b * d ; \left(\frac{1.4 * b * d}{f_y} \right)$$

$$a = \frac{A_{s1} * f_y}{0.85 * f'_{c} * b}$$

$$M_{u1} = \phi * A_{s1} * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{u2} = M_u - M_{u1}$$

$$A_{s2} = \frac{M_{u2}}{\phi * f_y * (d - r)}$$

$$A_{s2'} = \frac{A_{s2}}{0.75}$$

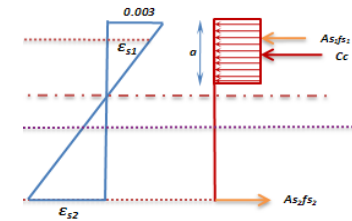
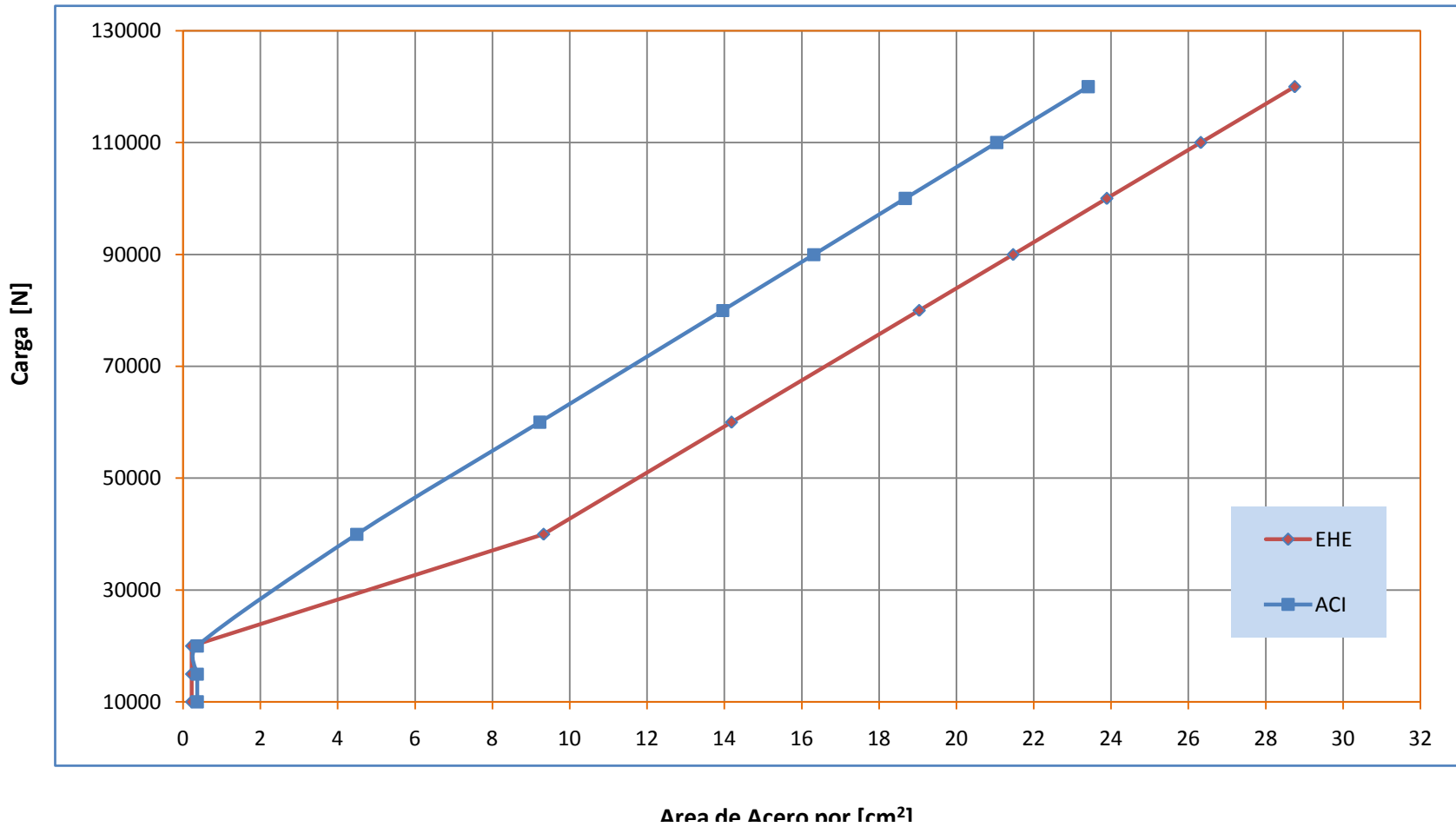


TABLA DE DISEÑO VIGA A FLEXION NORMA ACI

q N/m [D]	q N/m [L]	Mu [N*m]	As [cm ²]	ρ	ρ _b	ρ _{max}	Armadura	As1 [cm ²]	As _{min} [cm ²]	a [cm]	Mu1 [N*cm]	Mu2 [N*cm]	As2 [cm ²]	As2' [cm ²]	As [cm ²]	As total [cm ²]
11143.096	8432.2	61172.80	3.549	0.00302	0.0253	0.01265	S/A de C	3.55	3.917	2.806	61172.8	0.00	0.00	0.00	3.92	3.92
11143.096	9636.8	64937.18	3.775	0.00321	0.0253	0.01265	S/A de C	3.77	3.917	2.984	64937.175	0.00	0.00	0.00	3.92	3.92
Carga 1	19575.296															
Carga 2	20779.896															

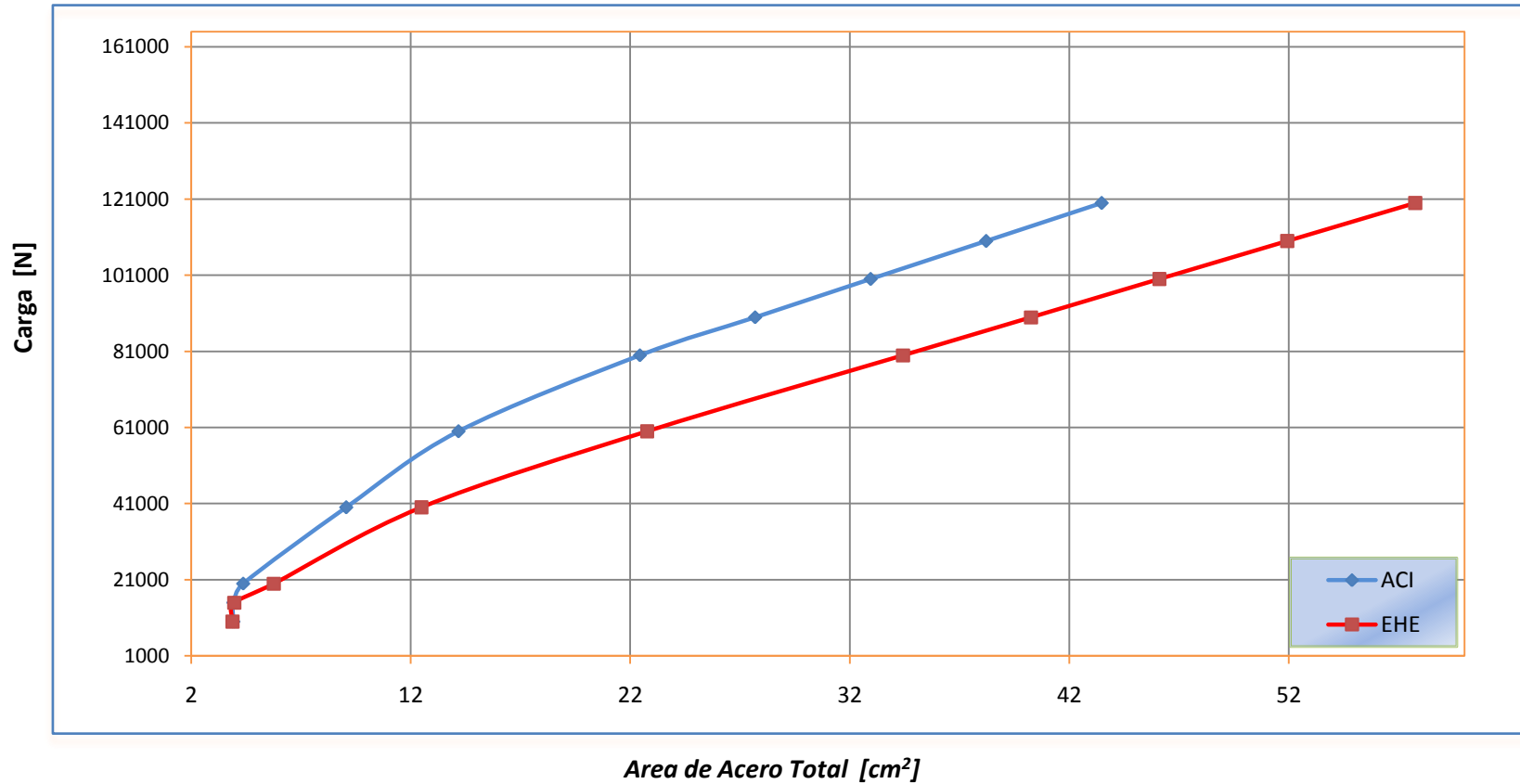
CUADRO COMPARATIVO ENTRE LAS NORMAS EHE - ACI EN EL DISEÑO EN VIGAS A CORTE



PORCENTAJE DE ACERO ENTRE EHE Vs ACI

q	AHE	ACI	% As respecto EHE
10000	0.23	0.37	-62%
15000	0.23	0.37	-62%
20000	4.80	0.37	92%
40000	9.98	4.50	55%
60000	15.16	9.22	39%
80000	20.33	13.95	31%
90000	22.92	16.32	29%
100000	25.51	18.68	27%
110000	28.10	21.04	25%
120000	30.69	23.41	24%
% promedio de relacion de las normas			20%

CUADRO COMPARATIVO ENTRE LAS NORMAS EHE-ACI EN EL DISEÑO DE VIGAS A FLEXION



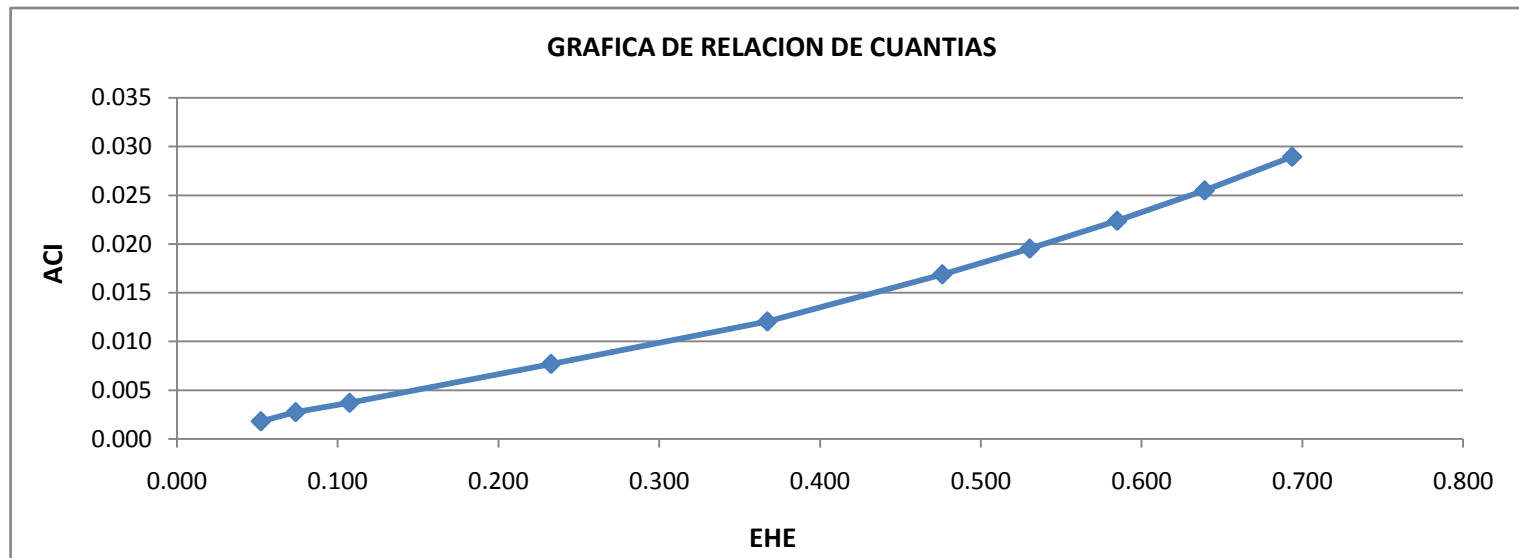
78

PORCENTAJE DE ACERO ENTRE EHE Vs ACI			
q	AHE	ACI	% As respecto EHE
10000	3.29	3.92	-19%
15000	3.96	3.92	1%
20000	5.76	5.12	11%
40000	12.48	10.71	14%
60000	22.76	17.17	25%
80000	34.43	29.45	14%
90000	40.26	35.58	12%

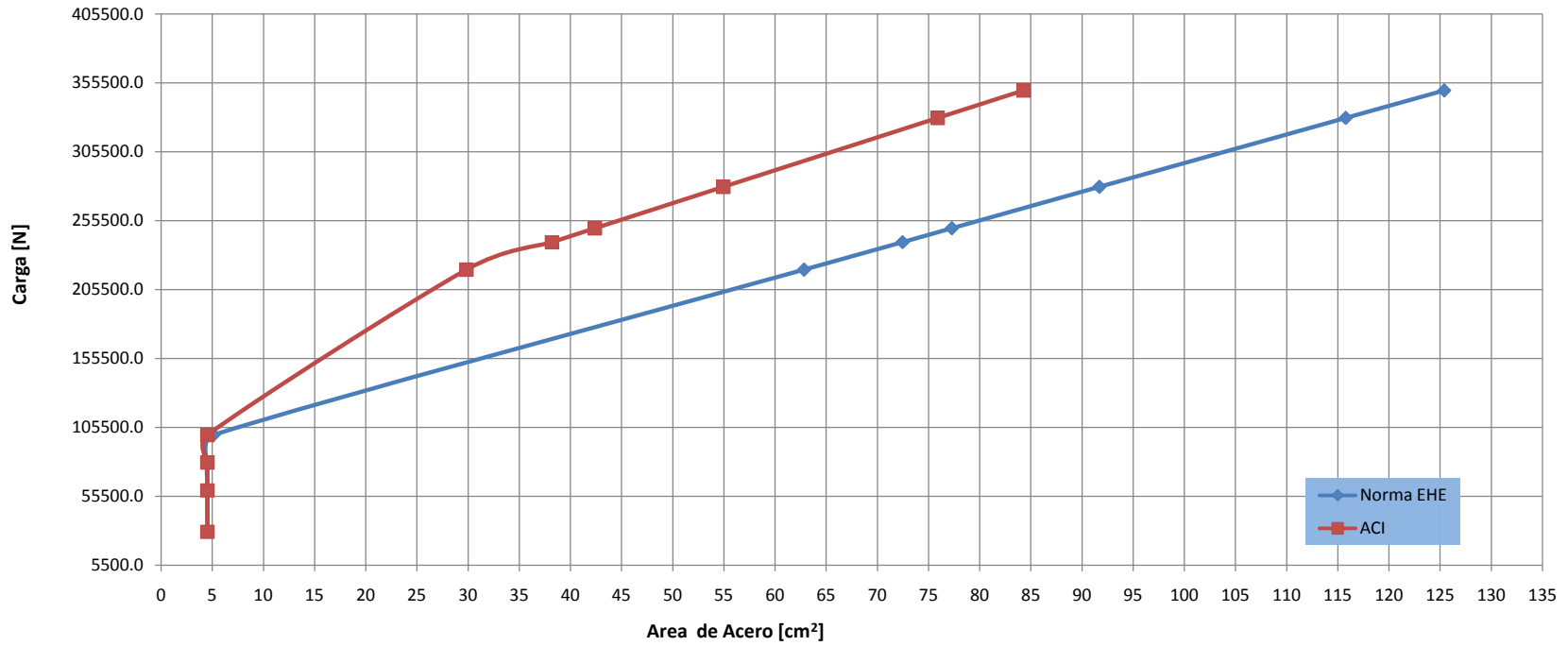
TABLA DE CUANTIAS		
q	EHE	ACI
10000	0.052	0.002
15000	0.074	0.003
20000	0.107	0.004
40000	0.233	0.008
60000	0.367	0.012
80000	0.476	0.017
90000	0.530	0.020

100000	46.10	41.72	9%
110000	51.93	47.86	8%
120000	57.76	54.00	7%
% promedio de relacion de las normas			8%

100000	0.585	0.022
110000	0.639	0.025
120000	0.694	0.029




CUADRO COMPARATIVO ENTRE LAS NORMAS EHE - ACI EN EL DE COLUMNAS CORTAS



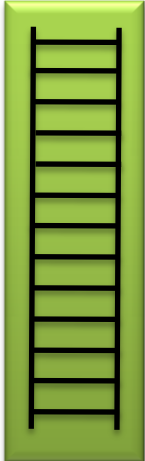
DISEÑO DE COLUMNA CORTA CONCENTRICA NORMA EHE

DATOS

Geometria



35



5

$k = 0.7$
 $L \text{ [m]} = 5.0 \text{ m}$
 $f_{ck} \text{ [Mpa]} = 25$
 $f_{cd} \text{ [Mpa]} = 16.67$
 $f_{yk} \text{ [Mpa]} = 420$
 $f_{yd} \text{ [Mpa]} = 365.22$
 $b \text{ [cm]} = 35$
 $h \text{ [cm]} = 35$
 $\gamma_m = 1.17$ OKiii
 $\lambda = 0.35 \text{ m}$
 Area $0.123 \text{ [cm}^2\text{]}$
 Inercia $0.125 \text{ [cm}^4\text{]}$

$$\lambda = \frac{3,4641 \cdot l_o}{h} \leq 35$$

ECUACIONES

$$\text{Inercia} = \frac{b \cdot h^3}{12} \qquad \text{Área} = b \cdot h$$

$$\lambda = \frac{l_o}{i} = \frac{k \cdot l}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{k \cdot l}{\sqrt{\frac{h^2}{12}}} = \frac{k \cdot l}{\frac{h}{3,4641}} \leq 35$$

$$\lambda = \frac{l_o}{h} \leq 35 \qquad \lambda = \frac{3,4641 \cdot l_o}{h} \leq 35$$

$$\lambda = \frac{l_o}{h} \leq 10,1036; \quad h \geq \frac{l_o}{10,1036} = \frac{k \cdot l}{10,1036}$$

$$\gamma_n = \frac{b + 6}{b} < 1.15$$

$$N_c = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot a_o \cdot b_o$$

$$\gamma_n \cdot N_d = 0,85 \cdot h \cdot b + A_s \cdot f_{yd}$$

$$A_s = \frac{\gamma_n \cdot N_d - (0,85 \cdot h \cdot b \cdot f_{cd})}{f_{yd}}$$

$$A_{s \text{ min}} = 4\phi 12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

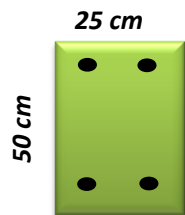
TABLA DISEÑO COLUMNA CORTA CONCENTRICA NORMA EHE					
q [N]	Nd [N]	Nc [N]	$\gamma_m * Nd$ [N]	Armadura	As [cm ²]
30000.0	45000	173541.7	52714.29	Armadura minima	4.52
60000.0	90000	173541.7	105428.57	Armadura minima	4.52
80000.0	120000	173541.7	140571.43	Armadura minima	4.52
100000.0	150000	173541.7	175714.29	Colocar Armadura	5.11488379
220000.0	330000	173541.7	386571.43	Colocar Armadura	62.8495777
240000.0	360000	173541.7	421714.29	Colocar Armadura	72.4720266
250000.0	375000	173541.7	439285.71	Colocar Armadura	77.2832511
280000.0	420000	173541.7	492000.00	Colocar Armadura	91.7169246
330000.0	495000	173541.7	579857.14	Colocar Armadura	115.773047
350000.0	525000	173541.7	615000.00	Colocar Armadura	125.395496

DISEÑO A CORTE SEGÚN LA NORMA EHE

DATOS

GEOMETRIA

SECCION TRANSVERSAL



DATOS

$f_{ck} = 25$ [Mpa]

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5}$$

16.67 [Mpa]

$\gamma_c = 1.5$

$\gamma_s = 1.15$

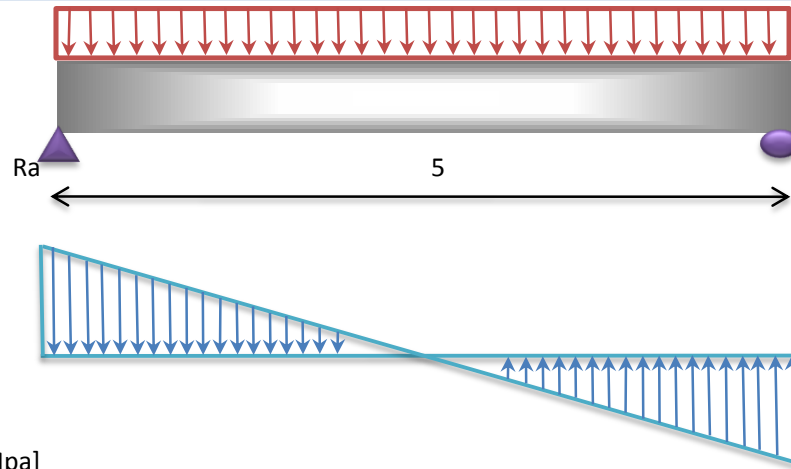
$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15}$$

365.217 [Mpa]

$f_{yk} = 420$ [Mpa]

r [cm] = 3 cm

d [cm] = 47 cm



ECUACIONES

$$f_{vd} = 0.5 * \sqrt{f_{cd}}$$

$$V_{cu} = f_{vd} * b * d$$

$$A_{min} = .002 * b * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

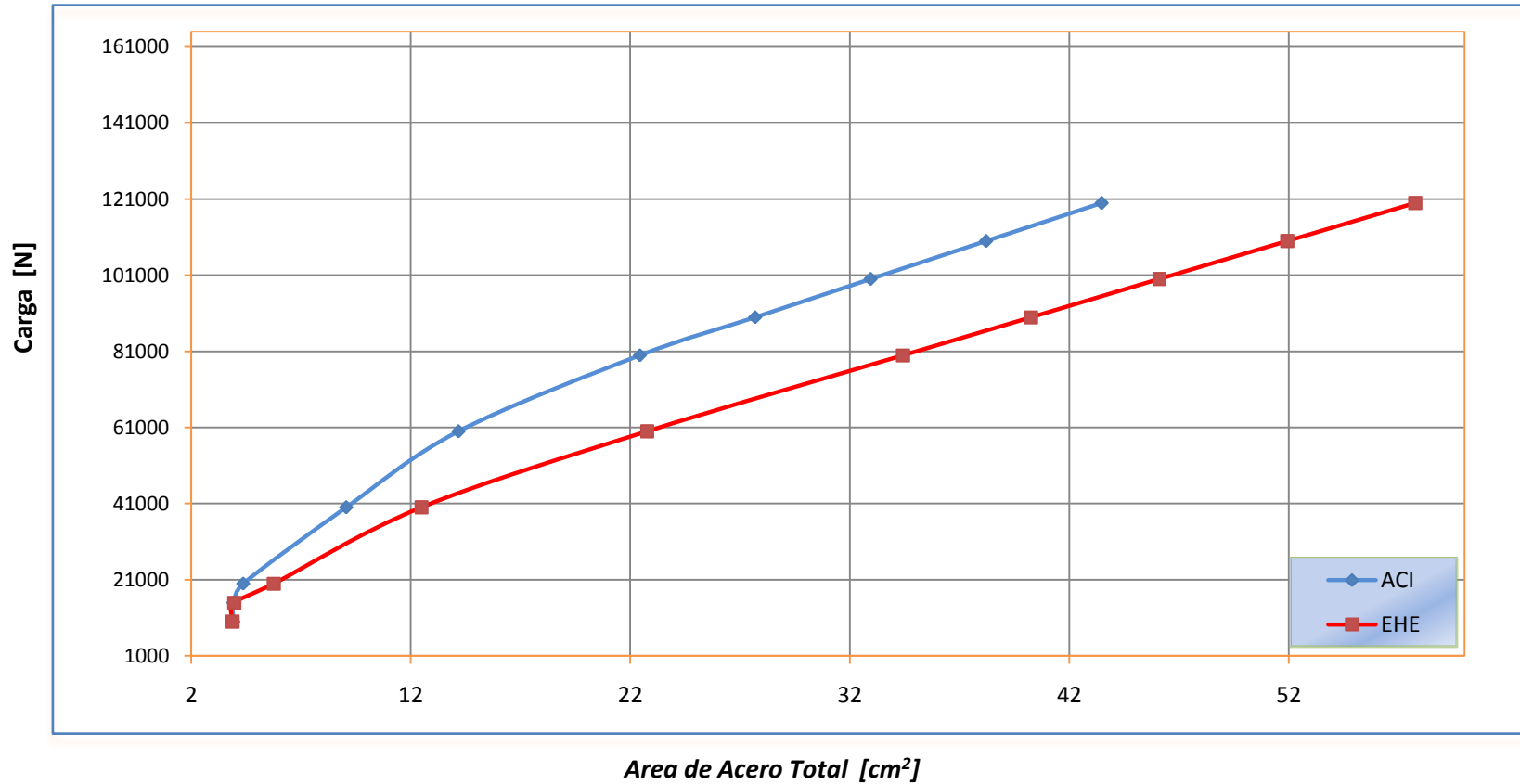
$$V_{ou} = 0.30 * f_{cd} * b * d$$

$$V_{su} = V_d - V_{cu}$$

$$A_{s90} = \frac{V_{su} * S}{0.90 * d * f_{yd}}$$

TABLA DISEÑO CORTE NORMA EHE									
q N/m	Vd	Vd*1.5	fvd	Vcu	Armadura corte	As min [cm ² /m]	Vou	Vsu	As [cm ² /m]
10000	25000	3750	6.455	7584.592	S/ Arm. Corte	0.228	587.5	0	0.228
15000	37500	5625	6.455	7584.592	S/ Arm. Corte	0.228	587.5	0	0.228
20000	50000	7500	6.455	7584.592	S/ Arm. Corte	0.228	587.5	0	0.228
40000	100000	15000	6.455	7584.592	C/ Arma Corte	0.228	587.5	14412.5	9.329
60000	150000	22500	6.455	7584.592	C/ Arma Corte	0.228	587.5	21912.5	14.184
80000	200000	30000	6.455	7584.592	C/ Arma Corte	0.228	587.5	29412.5	19.039
90000	225000	33750	6.455	7584.592	C/ Arma Corte	0.228	587.5	33162.5	21.466
100000	250000	37500	6.455	7584.592	C/ Arma Corte	0.228	587.5	36912.5	23.894
110000	275000	41250	6.455	7584.592	C/ Arma Corte	0.228	587.5	40662.5	26.321
120000	300000	45000	6.455	7584.592	C/ Arma Corte	0.228	587.5	44412.5	28.748

CUADRO COMPARATIVO ENTRE LAS NORMAS EHE-ACI EN EL DISEÑO DE VIGAS A FLEXION



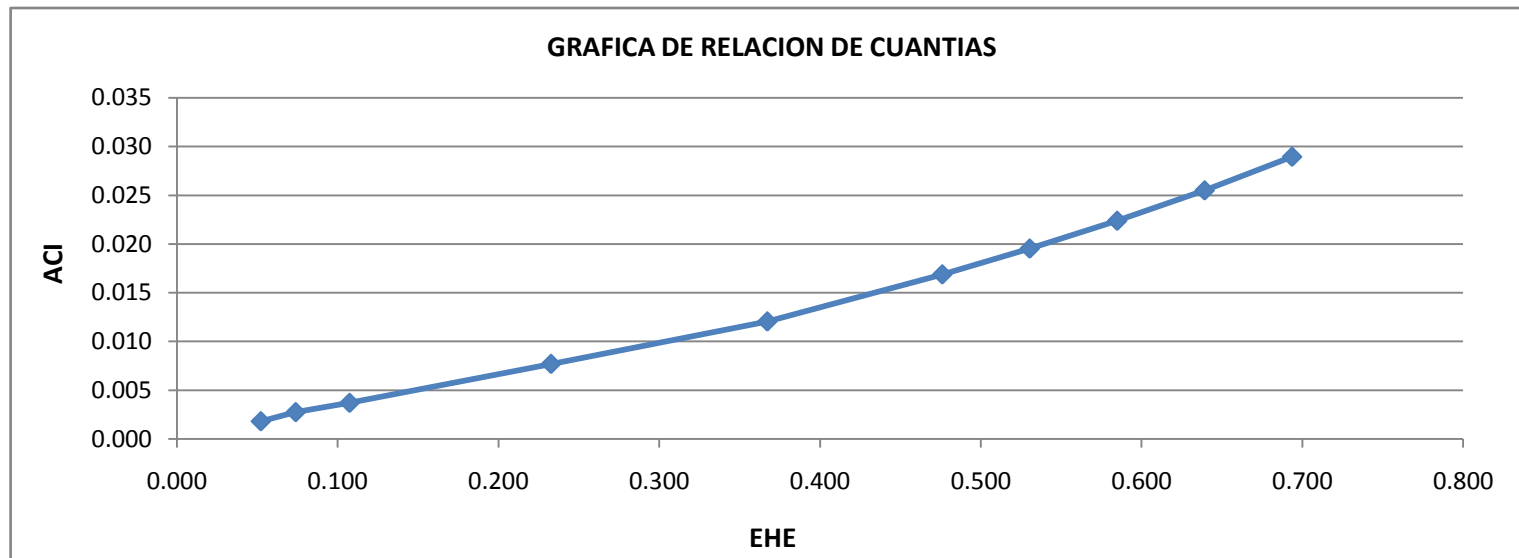
78

PORCENTAJE DE ACERO ENTRE EHE Vs ACI			
q	AHE	ACI	% As respecto EHE
10000	3.29	3.92	-19%
15000	3.96	3.92	1%
20000	5.76	5.12	11%
40000	12.48	10.71	14%
60000	22.76	17.17	25%
80000	34.43	29.45	14%
90000	40.26	35.58	12%

TABLA DE CUANTIAS		
q	EHE	ACI
10000	0.052	0.002
15000	0.074	0.003
20000	0.107	0.004
40000	0.233	0.008
60000	0.367	0.012
80000	0.476	0.017
90000	0.530	0.020

100000	46.10	41.72	9%
110000	51.93	47.86	8%
120000	57.76	54.00	7%
% promedio de relacion de las normas			8%

100000	0.585	0.022
110000	0.639	0.025
120000	0.694	0.029

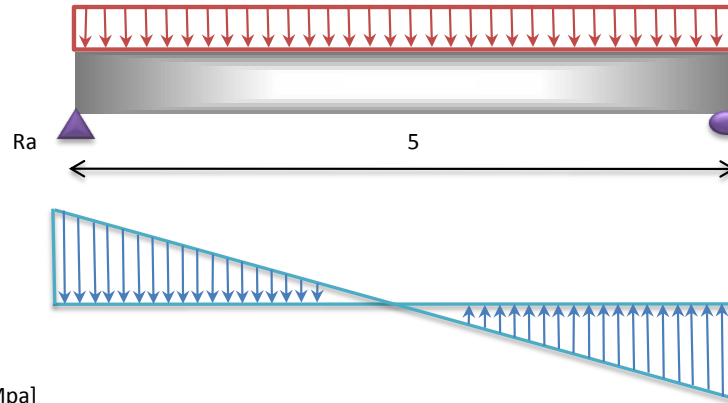
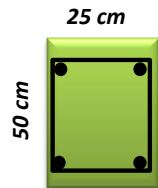


DISEÑO A CORTE SEGÚN LA NORMA EHE

DATOS

GEOMETRIA

SECCION TRANSVERSAL



DATOS

$f_{ck} = 25$ [Mpa]

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5}$$

16.67 [Mpa]

$\gamma_c = 1.5$

$\gamma_s = 1.15$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15}$$

365.217 [Mpa]

$f_{yk} = 420$ [Mpa]

r [cm] = 3 cm

d [cm] = 47 cm

ECUACIONES

$$f_{vd} = 0.5 * \sqrt{f_{cd}}$$

$$V_{cu} = f_{vd} * b * d$$

$$A_{min} = 0.002 * b * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

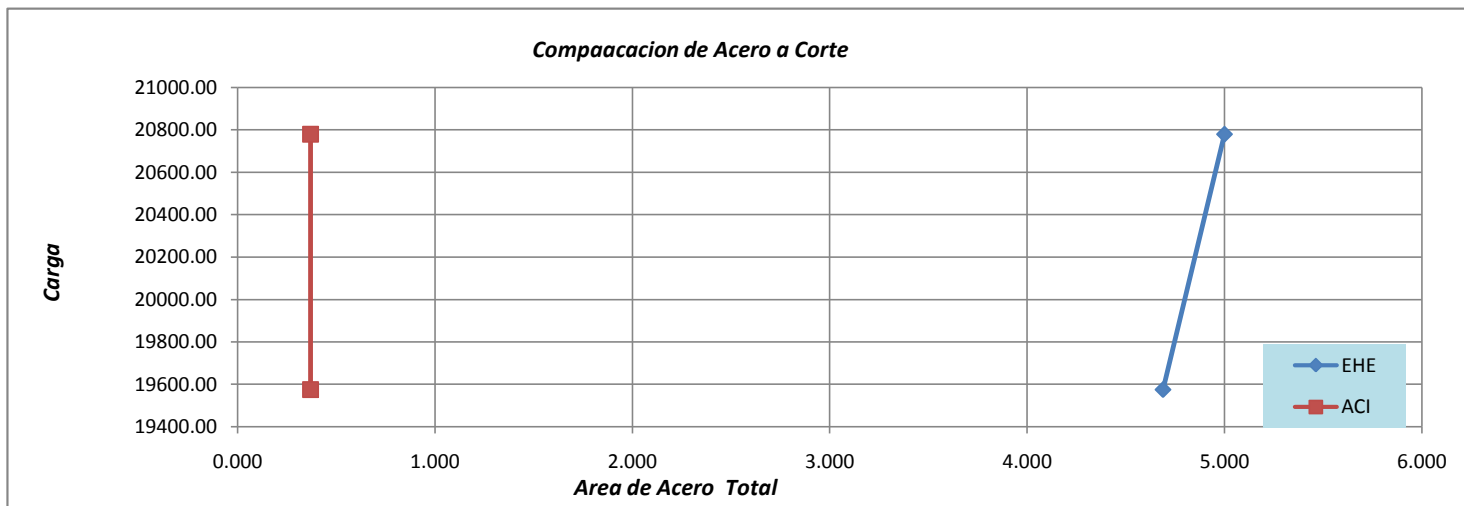
$$V_{ou} = 0.30 * f_{cd} * b * d$$

$$V_{su} = V_d - V_{cu}$$

$$A_{s90} = \frac{V_{su} * S}{0.90 * d * f_{yd}}$$

TABLA DISEÑO CORTE NORMA EHE

q N/m	Ra	Vd	fvd	Vcu	Armadura corte	As min [cm ² /m]	Vou	Vsu	As [cm ² /m]
19575.30	48938.24	7830.1184	6.455	7584.592	C/ Arma Corte	0.228	587.5	7242.6184	4.688
20779.90	51949.74	8311.9584	6.455	7584.592	C/ Arma Corte	0.228	587.5	7724.4584	5.000



DISEÑO VIGA NORMA EHE

DATOS

fck=	21 [Mpa]	$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5}$	14.00 [Mpa]
$\gamma_c =$	1.5		
$\gamma_s =$	1.15	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15}$	365.22 [Mpa]
f _{yk} =	420		
r [cm]=	3		
d [cm]	27 cm		

ECUACIONES

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8}$$

$$\mu_d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

Si $\mu > 0.252$ necesita Armadura Compresion

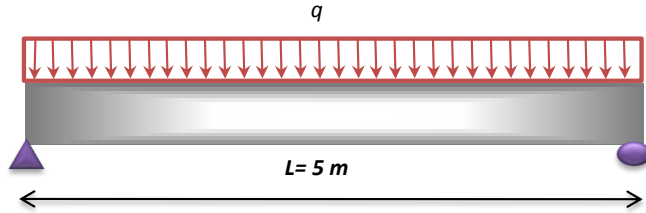
$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} ; \omega = \omega' + .310$$

$$\omega = \frac{\mu - 0.252}{1 - \frac{r}{d}}$$

$$\omega' = \frac{\mu - 0.252}{1 - \delta'}$$

$$A_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{s \min} = W_{\min} \cdot b \cdot d$$



SECCION TRANSVERSAL

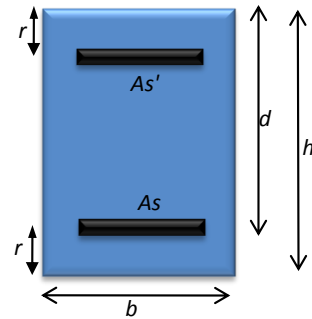


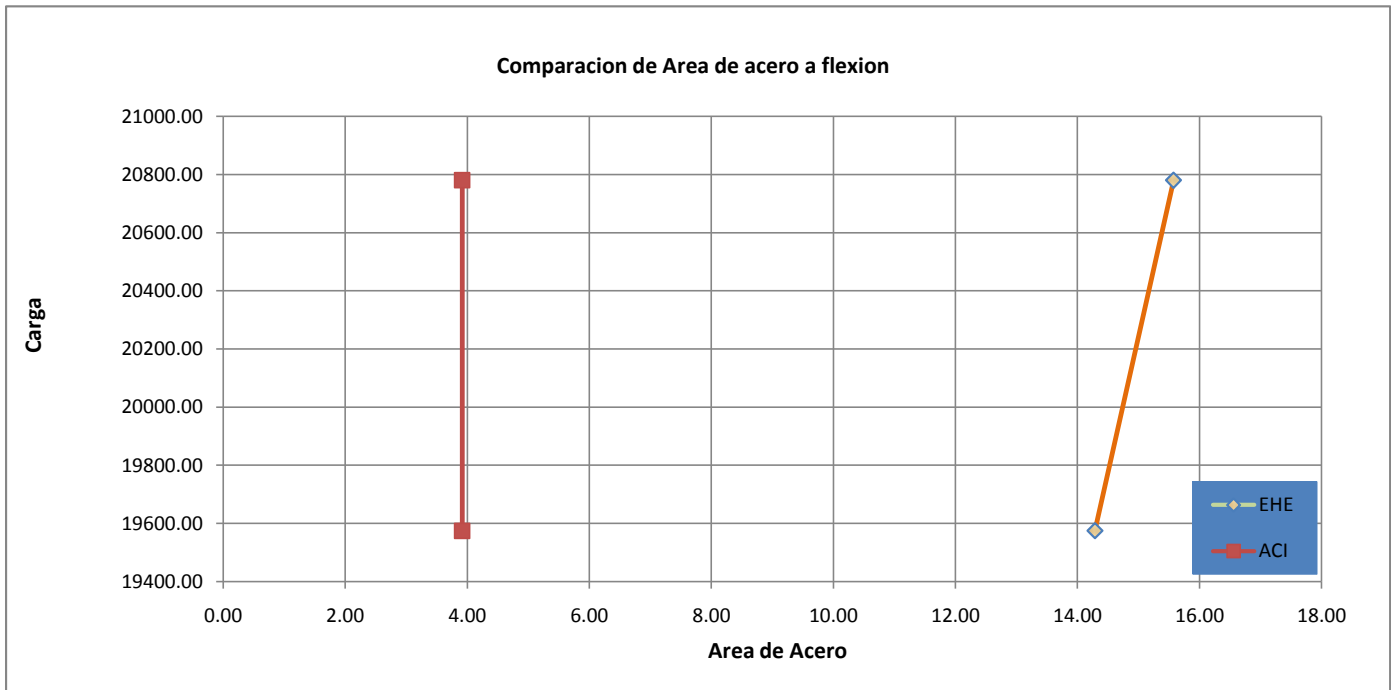
TABLA DISEÑO VIGA NORMA EHE

q N/m [D]	q N/m [L]	M [N*m]	Md	ud	Armadura	W traccion	w' compresion	Armaduras			
								A min	A' [cm2]	A [cm2]	TOTAL
11143.10	8432.2	61172.8	91759.2	0.360	C/A de C	0.4311	0.121	2.228	3.13	11.15	14.29
11143.10	9636.8	64937.175	97405.7625	0.382	C/A de C	0.4560	0.146	2.228	3.78	11.80	15.58

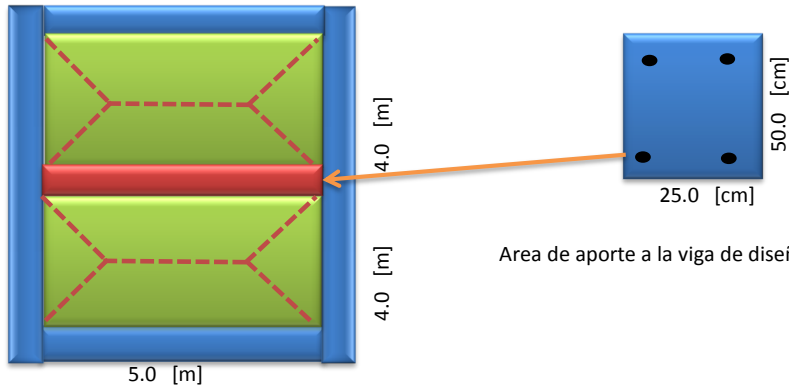
Carga Total	19575.30
Carga Total	20779.90

CUANTÍAS GEOMÉTRICAS MÍNIMAS		
Referidas a la seccion total del Hormigon		
Elemento	Clase de acero	
	B 400 S	B 500 S
Pilares	0.004	0.004
Vigas	0.0033	0.0028

Valores Limites para aceros $\gamma_s = 1.15$				
Acero	f_{yk} [Mpa]	ξ_{lim}	μ_{lim}	ω_{lim}
B 400 S y 400 SD	400	0.668	0.332	0.46
B 500 S	500	0.617	0.316	0.424



Ejemplo de Aplicación Norma EHE



Area de aporte a la viga de diseño = 12.046 m²

Determinación de las cargas que actúa sobre la losa:

* Peso propio $PP = h * \gamma_{H^oA^o}$ Donde: $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_{H^oA^o} = 2400 \text{ Kg/m}^3 \\ h = 0.12 \text{ m} \end{array} \right.$

Entonces: **Ppio losa = 288.00 Kg/m²**

* Sobre piso mas revestimiento

* Sobre carga: se determina en función al área de la losa. 50
 Sq = 400 Kg/m²

PpioViga = 300 Kg/m

* Sobre piso mas revestimiento

* Sobre carga: se determina en función al área de la losa. 50
 Sq = 350 Kg/m²

PpioViga = 300 Kg/m

Cargas de Diseño de la Losa	
* <u>Peso propio</u>	693.85 Kg/m
* <u>Carga Muerta</u>	120.46 Kg/m
* <u>Sobre carga</u>	963.68 Kg/m

Cargas de Dsiego Viga	
* <u>Carga Muerta</u>	1114.31 Kg/m
* <u>Carga Viva</u>	963.68 Kg/m

Cargas de Diseño de la Losa	
* <u>Peso propio</u>	693.85 Kg/m
* <u>Carga Muerta</u>	120.46 Kg/m
* <u>Sobre carga</u>	843.22 Kg/m

Cargas de Dsiego Viga	
* <u>Carga Muerta</u>	1114.31 Kg/m
* <u>Carga Viva</u>	843.22 Kg/m

CAPITULO IV

RESULTADOS

4.1 ANÁLISIS DE LA INGENIERÍA DEL PROYECTO

Al realizar el diseño de vigas a flexión por la norma EHE y la norma de la ACI se pudo determinar que existen varias diferencias como ser:

- El principio de su filosofía de diseño que emplean ambas normas si bien se basan ambas en la compatibilidad de deformaciones de los materiales del hormigón y el acero, la norma del EHE hace el diseño mediante el diagrama parábola rectángulo para la determinar el esfuerzo del hormigón, y define cinco dominios de deformación pasando de un estado de tracción simple o compuesta hasta un estado flexión simple compuesta.

Mientras que la norma del ACI se basa en el diagrama rectangular y define tres etapas la primera etapa momento de agrietamiento, la segunda condición de inicio de fluencia y la tercera la condición de inicio del aplastamiento

- Los factores de seguridad que utilizan cada norma (factores de mayoración de carga y reducción de resistencia de los materiales).

En la norma española utilizan un momento de diseño que es igual

Norma EHE	Norma ACI
$q_d = 1.5 * q_d + 1.6q_d \quad ; \quad q_d = 1.2q_d + 1.6q_l$	

Haciendo que la carga muerta actuante se incremente en un 50%, mientras que la norma de la ACI incrementa en un 20%, siendo esta más realista, si bien los factores de mayoración para carga vivas tienen que ser mayor que los empleados para cargas muertas, ya que el proyectista puede calcular las magnitudes de las cargas muertas con mayor exactitud que las magnitudes de las cargas vivas.

Por otra parte tenemos los coeficientes de reducción de resistencia de los materiales que utiliza la norma del EHE

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} \quad ; \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15}$$

Donde reducen al hormigón un 33% la resistencia del hormigón y en un 13% la resistencia del acero, estos coeficientes se mantienen desde sus principios de que salió la norma, por otra parte la norma del ACI solo utiliza un coeficiente de seguridad que es de mayoración de esfuerzos actuante

$$\phi = 0.90 \text{ para diseño a flexion}$$

$$\phi = 0.75 \text{ para diseño a compresion}$$

$$\phi = 0.65 \text{ para diseño a flexo compresion}$$

- Los método de diseño que emplea las normas, son unas de las grandes diferencias debido que el método de diseño que utiliza la norma de la EHE se basa prácticamente en el uso de tablas y ábacos para poder determinar la mayoría de los valores para el diseño elementos estructurales.
Sin embargo el método de diseño que utiliza la norma ACI es más metodológico y conceptual, basándose en la carga balanceada y la compatibilidad de las deformaciones donde no necesita el uso de tablas ni ábacos.
- De los gráficos realizados tanto para el diseño de vigas se puede apreciar claramente que, para cargas pequeñas tienen cierto margen de similitud en la cantidad de área de acero, pero para cargas mayores la norma ACI determina menor cantidad de acero, según el diseño que se realizo la norma EHE y la ACI esta diferencia se muestra en la siguiente tabla:

PORCENTAJE DE ACERO ENTRE EHE Vs ACI

q	AHE	ACI	% As respecto EHE
10000	3.29	3.92	-19%
15000	3.96	3.92	1%
20000	5.76	5.12	11%
40000	12.48	10.71	14%
60000	22.76	17.17	25%
80000	34.43	29.45	14%
100000	40.26	35.58	12%
120000	46.10	41.72	9%
140000	51.93	47.86	8%
160000	57.76	54.00	7%
% promedio de relación de las normas			8%

Para cargas que necesite una cantidad de armadura mínima la norma de la EHE es más económica, pero a medida que se aumenta la carga la norma ACI usa menor cantidad de acero esta relación llega a ser hasta un 8% con comparación con la EHE

- En el diseño vigas a corte se puede preciar que al igual que el diseño a flexión la norma ACI utiliza menor cantidad de acero para las mismas solicitaciones de carga como se puede ver en el cuadro siguiente tabla.

PORCENTAJE DE ACERO ENTRE EHE Vs ACI DISEÑO A CORTE

q	AHE	ACI	% As respecto EHE
10000	0.23	0.37	-62%
15000	0.23	0.37	-62%
20000	4.80	0.37	92%
40000	9.98	4.50	55%
60000	15.16	9.22	39%
80000	20.33	13.95	31%
90000	22.92	16.32	29%
100000	25.51	18.68	27%
110000	28.10	21.04	25%
120000	30.69	23.41	24%
% promedio de relación de las normas			20%

Esta relación de cantidad de acero llega hasta un 20% con comparación de la EHE

- En cuanto en el diseño de columnas existe una gran diferencia de diseño, y de parámetros, como ser los valores de que utilizan al determinar la esbeltez, los coeficientes de mayoración de la carga donde la norma EHE incrementa doblemente la carga de servicio primeramente por el 1.6 y posteriormente por el valor de coeficiente complementario γ que es que es 10% por la incertidumbre de la esbeltez. Mientras que en la norma del la ACI utiliza un coeficiente de 0.80
- En la grafica de comparación de la normas se puede determinar que el diseño por la norma EHE se tiene mayor cantidad de área de armadura lo que implica que es mas costoso el diseño, esto se debe que esta norma se va por el lado de la seguridad

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

- Para el diseño de vigas rectangulares y columnas cortas la norma mas desfavorable en el aspecto económico es la EHE debido a que nos da mayor cantidad de área de acero con relación a la norma ACI
- La norma EHE es mucho más conservadora debida que se va por el lado de la seguridad en el diseño de vigas rectangulares y columnas cortas que la norma ACI.
- A pesar que ambas se van actualizando año a año la norma EHE mantiene todavía valores de sus coeficientes de reducción de resistencia de los materiales que van desde sus primeras versiones, mientras que la norma ACI en cada publicación que sale estos coeficientes van minorando, dando a lugar diseños mas reales y económicos.
- Para el diseño la norma ACI es de uso mas practico y de criterio a comparación que la norma EHE que es mas tedioso, debido que no necesita usos de tablas y ábacos para determinar algunos valores para el diseño, otra de sus desventajas de la EHE es el uso de muchas variables que intervienen en el desarrollo de calculo de los elementos estructurales.

5.2 RECOMENDACIONES

1. Si bien en Bolivia contamos con el CBH-87 que hasta el momento no tiene ninguna actualización sería aconsejable que la comisión permanente del hormigón armado realice una comparación más profunda entre estas dos normas (ACI, EHE) debido que tiene una gran trascendencia para en el diseño de hormigón armado
2. Por otro lado la mayoría de países vecinos ya han adoptado la norma ACI para el diseño de elementos estructurales y cada vez son más que lo utilizan, dejando de lado la norma del EHE.
3. Que se estandarice la enseñanza en Bolivia en el diseño de diseño de hormigón armado debido a que algunas universidades dictan ACI y otras EHE. Dejando de lado la norma del CBH-87
4. Que se de una actualización inmediata de nuestro CBH-87 ya que la mayoría de alumnos como profesionales no la conocen, dando lugar que se diseñe por otras normas, y que este al alcance mediante medio digital para su fácil uso.
5. Actualmente la mayoría de los programa de diseños de estructuras tienen como base la norma de la ACI, y están dejando de lado a la norma del EHE