

Publicaciones de Estudiantes

Mas Publicaci
Sala de Prensa
Testimonios

EFFORT SIMPLE COMPRESSION AND COMPOUND COMPRESSION



BOUGHRARA Abderrahman.

UAD6054HCI12393

Julio 2008

PROLOGO

Las secciones o piezas sometidas a esfuerzos de compresión simple o compuesta son órganos estructurales verticales, y que el papel que desempeñan es conducir las bajadas de cargas a sus asientos definitivos, que son las fundaciones de una construcción. Estos elementos son los más responsables de una construcción, ya que ellos, son los que sostienen todo el peso de una construcción, desde arriba abajo. Sin olvidar, que el único responsable, de ellos, es el que los ha calculado y dimensionado. Un simple fallo de cálculo puede provocar el catástrofe (algunas veces, el desastre no ocurre al instante, pero posteriormente, en el momento del cansancio o ruptura), es por eso que un cálculo de este tipo de secciones debe ser justo y riguroso; empezando por el calculo de las bajadas de cargas y verificando y comprobando las dimensiones y secciones de estas piezas; y terminando por calcular las tensiones y deformaciones limites exigidas por las normas y reglas de las Recomendaciones Internacionales (ACI-CEB-FIP); y verificar, que nunca deben depasar los limites exigidos por dichas normas. La seguridad de las construcciones es obligatoria y necesaria, sobre todo, el buen funcionamiento y dimensionamiento estructural de dichas construcciones. Ya que somos nosotros mismos, los seres humanos que explotan estas construcciones. Para el cálculo de estas secciones, es necesario el conocimiento de los pesos muertos y sobrecargas de uso o cargas móviles; también es necesario conocer las diferentes acciones exteriores que intervienen sobre las construcciones, tales como las acciones sísmicas y del viento, ya que estas acciones, aunque son acciones horizontales, se descomponen a 20% en la verticalidades de las bajadas de cargas, y por lo tanto influyen sobre dichas bajadas y sobre los pilares. En esta asignatura, yo he



Publicaciones de Estudiantes

Mas Publicaci
Sala de Prensa
Testimonios

desarrollado el estudio, según mis estudios y experiencias, relacionadas con dichas secciones; justificando con ello, mis propios conocimientos. En este curso, he desarrollado algunos ejemplos y casos prácticos de la compresión simple y compuesta, demostrando con ello el buen funcionamiento de las secciones rectangulares, mediante las ecuaciones del equilibrio, que expresan la igualdad de los esfuerzos internos y externos, enfocándose entonces al buen comportamiento y al fin de la cierta estabilidad de dichas secciones. Mis experiencias vividas de más de veinte cinco años con este tipo de esfuerzos de compresión simple y compuesta, y con el cálculo de cientos y cientos de pilares y columnas verticales, con enormes bajadas de cargas, de hasta 300 toneladas por pilar, ejecutados y con vida de más de 24 años, me dan experiencia y confianza en este dominio. En lo que atañe a mis investigaciones, estos desarrollando estos estudios, con lo que se conoce, con el nombre de: cálculos de los estados límites últimos de ruptura o agotamientos. Estos han alcanzado avances científicos de muchas ventajas, simplificando, los cálculos a la exactitud y sencillez. El tema tratado de esta materia se ve a nivel local, regional y nacional con un gran interés en el desarrollo de los elementos constrictivos de las construcciones, y en particular a la seguridad de las estructuras que componen soportes de edificaciones. A nivel mundial las Recomendaciones Internacionales del ACI (American Concrete Institute) y sus homólogos CEB-FIP, Europeos, ven el tema desarrollado científicamente, sobre todo, con los estados límites últimos de ruptura o agotamientos. En lo relacionado con mis conclusiones y mis opiniones es: todas las construcciones habitables (o explotadas por otros ciertos fines) deben ser construidas conformemente a las reglas del arte.

Student: BOUGHRARA Abderrahman
ID: UAD6054HCII2393



INTRUDUCCION

En esta materia de este plan de estudios se desarrollan las secciones de las piezas que constituyen los pilares de las construcciones. Estos elementos, conducen la verticalidad de todos los esfuerzos, tanto verticales (cargas permanentes o cargas muertas y sobrecargas de uso o cargas móviles de personas, inmuebles, maquinaria, mercancías etc.); como horizontales (esfuerzos de viento y sismo), con lo que se conoce en Resistencia de Materiales, con el nombre de operación de bajada de cargas, y que exige que los esfuerzos de compresión desarrollen tensiones inferiores a las admisibles. Las secciones planas de estas piezas, deben ser estudiadas con una grande exactitud, aumentando de 15 a 20 por 100 el esfuerzo axial, y trabajando con un coeficiente de seguridad, por lo menos de 2. La homogenización de las secciones sometidas a compresión simple y compuesta, debe ser contada el los cálculos de etas piezas, las reglas de dicha Resistencia de Materiales lo exige, (la homogenización consiste en que las secciones de las armaduras de los pilares o columnas resisten 15 veces más las secciones de los hormigones de dichos pilares), dicho de otra forma: el hierro resiste o soporta 15 veces más el hormigón. La estabilidad de las construcciones depende mucho de todos estos esfuerzos y del estudio de las hipótesis y principios basados en la Resistencia de Materiales, que tratan de equilibrar e igualar los esfuerzos internos y externos, y por definitivo a la estabilidad, resistencia y equilibrio estático de las construcciones.

INDICE DE LA MATERIA

Esfuerzo de Compresión simple y Compresión compuesta

	Página
0. Introducción.....	5
2.0 Compresión-simple.....	6
2.1 Soportes de Hormigón Armado.....	7
2.2 Excentricidad mínima de cálculo.....	8
2.3 Contribución del hormigón y del acero.....	9
2.4 Evolución de las formulas de compresión simple.....	10
2.5 Formulas practicas.....	12
2.6 Disposiciones relativas a las armaduras.....	14
2.7 Armaduras longitudinales.....	14
2.8 Cuantías limites.....	16
2.9 Armaduras transversales.....	16



2.10	Hormigón zunchado.....	18
2.11	Soportes compuestos.....	22
2.12.	Compresión compuesta.....	23
2.13.	Sección cualquiera.....	23
2.14.	Sección rectangular simétrica.....	24
2.15	Ejemplos numéricos prácticos de compresión simple y compuesta.....	27
2.16	Notación y unidades.....	33
2.17	Bibliografía.....	38
2.18	Cuestionario de revisión.....	39
2.19	Respuestas al cuestionario de revisión.....	43

0. Introducción

Una pieza esta sometida a compresión simple o compuesta, según el caso, cuando las fuerzas que se ejerzan sobre ella, y situadas en el mismo lado, en relación a una sección recta y plana, pueden estar reducidas a una fuerza única de compresión normal (N), paralela a la línea media y pasando por el centro de gravedad de la sección. Es por ejemplo el caso de los pilares simétricamente cargados. Los esfuerzos de compresión simple o compuesta provienen de las bajadas de cargas de las



construcciones, estas cargas, pueden ser los pesos propios o muertos de las mismas construcciones; y pueden ser también cargas exteriores, tales como las sobrecargas de uso, que representan solicitaciones o cargas móviles de personas, inmuebles, maquinaria, mercancías etc. También pueden ser acciones climáticas como el viento, temperatura y retracción. Las solicitaciones de sismo, son también cargas que se añadan a estas solicitaciones. Las solicitaciones del viento, temperatura, retracción y sismo, aunque son fuerzas horizontales, al actuar sobre las construcciones, se descomponen en un 20% en fuerzas verticales. Los elementos sustituibles de encaminar estos esfuerzos a sus asientos son los pilares; estos elementos, son los que sostienen los esfuerzos de compresión simple o compuesta, mediante sus secciones planas y rectas, y que en esta asignatura serán desarrolladas, tanto los esfuerzos de compresión como las secciones de los pilares.

ESFUERZOS

COMPRESION SIMPLE Y COMPRESION COMPUESTA

2.0 COMPRESION SIMPLE

Cuando una fuerza de compresión N actúa en el baricentro de la sección total homogénea, se obtiene un estado uniforme de tensiones. La ecuación de equilibrio correspondiente es:

$$N = (Ac + n * As) * \sigma_c \quad [1]$$

Siendo:

Ac = area de la sección total de hormigón.

n = coeficiente de equivalencia.

As = sección total de las armaduras.

σ_c = compresión uniforme del hormigón.

La comprobación de una sección a compresión simple se lleva a cabo despejando σ_c :

$$\sigma_c = \frac{N}{Ac + n * As} \quad [2]$$

y comprobando que resulta inferior a la tensión admisible, **σ_c , adm**. Las armaduras no necesitan ser comprobadas, pues no alcanzan sus tensiones admisibles. El dimensionamiento de las armaduras necesarias viene dado por:

$$A_s = \frac{1}{n} * \left(\frac{N}{\sigma_{c,adm}} - A_c \right) \quad [3]$$

La cuantía geométrica mínima en pilares es $\rho_0 = 0,008$ (referida a la sección de hormigón necesaria). Las armaduras longitudinales deben disponerse de forma que el centro de gravedad de la sección total homogénea coincida con el punto de aplicación de la carga. En la práctica es difícil que un pilar trabaje a compresión simple, debido a inexactitudes constructivas. Por ello es aconsejable calcularlos con una excentricidad mínima de 2 cm.

2.1 SOPORTES DE HORMIGON ARMADO

Los soportes o pilares de hormigón armado 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 los soportes 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.1), si bien las mas corrientes son las rectangulares y las cuadradas. Los soportes de secciones circulares suelen llamarse a veces, columnas.

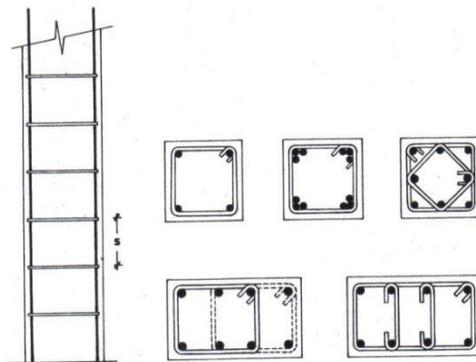


Figura 1

Las armaduras de los soportes suelen estar constituidas por barras longitudinales, cercos y estribos (fig. 1). Las barras longitudinales constituyen la armadura principal y

están encargadas de absorber, bien compresiones en colaboración con el hormigón, bien tracciones

en algún caso de flexión compuesta, así como de colaborar con los cercos y estribos para evitar la rotura por deslizamiento del hormigón. Los cercos y estribos constituyen la armadura transversal cuya misión es, aparte de la indicada anteriormente, evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas y, eventualmente, absorber esfuerzos cortantes. De acuerdo con algunas normas, cuando se trata de piezas de cierta altura hormigonadas verticalmente, la resistencia del hormigón debe rebajarse en un 10 por 100, con objeto de prever la pérdida que dicha resistencia puede experimentar debido a que, durante el proceso de compactación, el agua tiende a elevarse a la parte superior de la pieza. 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, cuyas diferencias pueden ser hasta de 1.000 Kp/cm², como consecuencia de la disminución de la compresión del hormigón. Por esta causa, algunas normas limitan inferiormente el límite elástico de las armaduras longitudinales utilizadas en soportes, a valores del orden de 3.000 ~ 3.500 Kp/cm².

2.2 EXCENTRICIDAD MINIMA DE CÁLCULO

La compresión simple corresponde al caso 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, en el supuesto de que existe un acortamiento uniforme del 2 por 1.000. Es muy difícil que, en la práctica del hormigón armado, se presente una compresión simple por la incertidumbre que existe en el punto de aplicación del esfuerzo normal.

Por esta causa, la mayor parte de las normas modernas recomiendan que todas las piezas sometidas a compresión se calculen con una excentricidad mínima accidental, o bien que se aumenten, convenientemente, los coeficientes de seguridad.

- a) Así, el Código americano A C I preconiza una excentricidad mínima, en la dirección más desfavorable, igual al mayor de los dos valores siguientes:

$$\frac{h}{10}, \quad 2,5 \text{ cm}$$

siendo h el canto total, en la dirección principal considerada.

9

Compresión Simple y Compuesta

- b) Por su parte, las Recomendaciones Internacionales CEB-FIP preconizan que todas las secciones sometidas a compresión deben calcularse teniendo en cuenta la incertidumbre del punto de aplicación del esfuerzo normal, bien aumentando los coeficientes de seguridad de ambos materiales, γ_c , y γ_s en un 20 por 100, o bien introduciendo una excentricidad accidental, en la dirección mas desfavorable, igual al mayor de los dos valores:

$$\frac{h}{30}, \quad 2,0 \text{ cm}$$

A veces puede resultar mas cómodo aumentar convenientemente el coeficiente de seguridad de la sollicitación γ_f , 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.

2.3 CONTRIBUCION DEL HORMICON Y DEL ACERO

Como es bien sabido, el comportamiento del hormigón en las piezas sometidas a compresión simple es muy distinto al de las probetas cilíndricas que se emplean para determinar la resistencia de este material que, al fin y al cabo, solo constituye un [Mas Publicaciones](#) | [Sala de Prensa - Noticias](#) | [Testimonios](#) | [Página de Inicio](#)

índice de la calidad del hormigón.

No obstante, multitud de ensayos efectuados tanto en América como en Europa han demostrado que la capacidad resistente del hormigón correspondiente a los soportes de hormigón armado, puede obtenerse a partir de la resistencia cilíndrica, afectada de 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 hormigonadas verticalmente, el valor:

$$0,85 * fcd = 0,85 * \frac{0,9 * fck}{\gamma_c} \quad [4]$$

siendo f_{ck} y f_{cd} , respectivamente, la resistencia característica y la resistencia de calculo del hormigón. Esta tensión $0,85 * f_{cd}$ correspondas, por otra parte, a la deformación de 2 por 1.000 en el diagrama de calculo adoptado para el hormigón, que es precisamente la deformación de rotura del hormigón armado en compresión simple, según se deduce de los resultados experimentales.

10

Compresión Simple y Compuesta

Por tanto, para obtener la tensión σ_s , de las armaduras, en el estado ultimo de agotamiento en compresión simple, basta entrar en el diagrama tensión-deformación de calculo correspondiente al acero empleado, con la deformación $\epsilon_s = 0,002$. Así, pues, para los aceros de dureza natural, la tensión σ_s , será:

$$\sigma_s = f_{yd} \geq 0,002 * E_s = 4200 \text{ Kp/cm}^2 \approx 420 \text{ N/mm}^2 \quad [5]$$

Para los aceros deformados en frio, las tensiones que tienen las armaduras, en el estado ultimo de agotamiento en compresión simple, son las indicadas en la tabla 2.1

TABLA 2.1 - VALORES DE σ_s , EN Kp/cm²

fyk	4.000	4.200	4,500	5.000
fyd	3.480	3.650	3.910	4.350
σ_s	3.220	3.350	3.550	3.840

Calculados con $\gamma_s = 1,15$

2.4 EVOLUCION DE LAS FORMULAS DE COMPRESION SIMPLE

Hare aquí una breve reseña de la evolución que han experimentado las formulas para el cálculo de piezas sometidas a compresión simple, si bien no puede efectuarse un estudio comparativo de las mismas por estar fundadas en criterios, tanto mecánicos como de seguridad, muy diferentes.

De todas formas, de una manera general, puede decirse que la normativa norteamericana ha sido siempre más exigente, desde el punto de vista de la seguridad, que la adoptada en Europa y la mayor parte de América Latina y en otras partes del mundo:

a) Fórmula del ACI de 1963.

En la formula clásica del American Concrete Institute,

$$N. adm = 0,8 * (0,265 * Ac * fck + 0,4 * As * fy) \quad [6]$$

se considera distinta seguridad para el hormigón y el acero, pero resulta demasiado conservadora

b) Fórmula clásica europea.

La formula clásica europea, que hace muchos años fue abandonada, se basaba en los métodos de la resistencia de materiales que siguen la ley de Hooke. El esfuerzo axial admisible es:

$$N. adm = Ac * \sigma_{c, adm} * (1 + n * \rho) \quad [7]$$

con los siguientes significados:

A= area de la sección total del hormigón.

$\sigma_{c, adm}$ = tensión de trabajo admisible para el hormigón.

n = coeficiente de equivalencia. = E_s/E_c

ρ = cuantía geométrica total de la armadura.

Como el coeficiente de equivalencia solo depende de los módulos de elasticidad E_s , y E_c , esta formula no tiene en cuenta el comportamiento geológico del hormigón

(fenómenos de retracción, fluencia y cansancio), ni permite, por otra parte, el aprovechamiento de los aceros de alta resistencia.

c) Fórmula alemana de 1943.

La formula alemana, que ha venido empleándose durante muchos años en la mayor parte de Europa, es:

$$N. adm = \frac{Nu}{3} * (Ac * fck + As * fy) \quad [8]$$

y tiene el inconveniente de adoptar el mismo coeficiente de seguridad $\gamma = 3$, tanto para el acero como para el hormigón.

12

Compresión Simple y Compuesta

d) Fórmula del CEB de 1964.

En la primitiva formula del Comité Europeo del Hormigón, se introduce la seguridad mediante los tres coeficientes de seguridad γ_c , γ_s , y γ_f :

$$N. adm = \frac{1}{\gamma_f} * (0,75 * b * h * fcd + As * fyd) \quad [9]$$

y además se recomendaba disminuir la resistencia del hormigón en un 10 por 100, si

[Mas Publicaciones](#) | [Sala de Prensa - Noticias](#) | [Testimonios](#) | [Página de Inicio](#)

el hormigonado es vertical. Si se hace esta reducción y se adoptan los coeficientes de seguridad normales, $\gamma_c = 1,5$, $\gamma_s = 1,15$ y $\gamma_f = 1,6$, queda:

$$N_{adm} = 0,28 * A_c * f_{ck} + 0,54 * A_s * f_y \quad [10]$$

e) Fórmula de la excentricidad ficticia mínima.

La tendencia de las normas modernas es calcular siempre con una excentricidad mínima ficticia accidental igual:

$$N_{adm} = 0,275 * A_c * f_{ck} + 0,470 * A_s * f_{yk} \quad [11]$$

2.5 FORMULAS PRÁCTICAS

La utilización de formulas prácticas y simples, han conducido siempre los cálculos a resultados óptimos, satisfactorios y convenientes. Entre otras, se pueden destacar las dos más prácticas:

- En el caso de secciones rectangulares con armaduras simétricas o doblemente simétricas, de acero de dureza natural, la formula de compresión simple, en el estado ultimo de agotamiento, puede ponerse en la forma:

$$\gamma_n * N_d \leq N_u = 0,85 * b * h * f_{cd} + A_s * f_{yd} \quad [12]$$

con los siguientes significados:

N_u = esfuerzo axial de agotamiento.

N_d = esfuerzo axial de calculo.

A_s = sección total de armadura.

f_{cd} = resistencia de calculo del hormigón.

f_{yd} = resistencia de calculo del acero, no mayor que 4.200 Kp/cm²

γ_n = coeficiente complementario de mayoración de cargas

El coeficiente complementario γ_n de mayoración de cargas, para recubrimientos del 10 por 100, viene dado por la expresión:

$$\gamma_n = \frac{b + 5}{b} \leq \frac{9}{8} \quad [13]$$

La resistencia de cálculo del acero debe limitarse al valor 4.200 Kp/cm²; y la resistencia de calculo del hormigón debe disminuirse en un 10 por 100 para piezas hormigonadas verticalmente.

- b) En el caso de utilizar armaduras de acero deformado en Frio, la formula de compresión simple puede ponerse en la forma:

$$\gamma_n * N_d \leq N_u = 0,85 * b * h * f_{cd} + 0,95 * A_s * f_{yd} \quad [14]$$

con los mismos significados y limitaciones indicadas en el caso anterior.

2.6 DISPOSICIONES RELATIVAS A LAS ARMADURAS

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, y 25 cm, si la sección es circular. De todas formas, para dimensiones menores de 25 cm, es necesario tomar precauciones especiales.

2.7 ARMADURAS LONGITUDINALES

Las armaduras longitudinales se situaran en las proximidades de las caras del pilar, debiendo disponerse por lo menor una barra en cada esquina de la sección. En los soportes de sección circular deben colocarse un mínimo de 6 barras. Para la disposición de estas armaduras deben seguirse las siguientes prescripciones.

La separación máxima entre dos barras de la misma cara no debe ser superior a 35 cm. 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.2).

[Mas Publicaciones](#) | [Sala de Prensa - Noticias](#) | [Testimonios](#) | [Página de Inicio](#)



Con objeto de poder hormigonar correctamente, 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 $\frac{6}{5}$ del tamaño máximo del árido. No obstante, en las esquinas de los soportes se podrán colocar dos o tres barras en contacto, siempre que sean de adherencia mejorada.

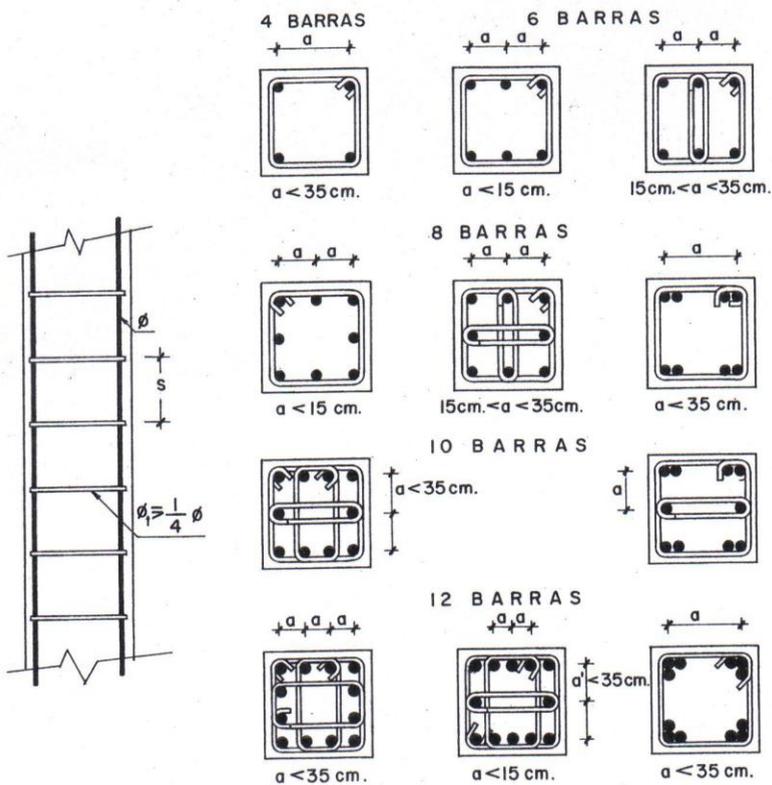


Figura 2

2.8 CUANTIAS 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) Las Recomendaciones Internacionales CEB-FIP limitan la cuantía geométrica total de la armadura principal al valor:

$$\rho = K * \frac{Nd}{0,85 * Ac * fcd} * \left(1 + \frac{3000}{fyk}\right) \quad [15]$$

con los siguientes significados:

ρ cuantía geométrica total $\rho = As/Ac$.

Nd = esfuerzo normal de calculo.

fyk = Límite elástico del acero, en Kp/cm^2 .

k = coeficiente con los siguientes valores:

$k = 0,0030$ para soportes de esquina.

$k = 0,0025$ para soportes de borde.

$K = 0,0020$ para soportes interiores.

- b) El criterio del Código ACI americano ha sido siempre no permitir cuantías

geométricas totales inferiores al 1 por 100 ($\alpha \geq 0,01$). Este criterio resulta bastante exigente si se le compara con el europeo.

2.9. 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 y, eventualmente, colaborar para la resistencia de la pieza a esfuerzos cortantes. Por otra parte, los cercos refuerzan considerablemente el hormigón de los soportes, por un efecto de zunchado. En las catástrofes ocurridas en los pilares se ha observado que todas aquellas estructuras bien cosidas con armaduras transversales, se comportaron considerablemente bien y mejor. Debe recordarse el distinto comportamiento que tienen las piezas de hormigón en masa, sometidas a compresión, y el de 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

17

Compresión Simple y Compuesta

necesario disponer unas armaduras longitudinales mínimas, y cercos o estribos:

- Con objeto de evitar la rotura por deslizamiento del hormigón, la separación s entre planos de cercos o estribos debe ser (fig.3):

$$s \leq be$$

Siendo be , 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.

- Por otra parte, con objeto de evitar el pandeo de las barras longitudinales

comprimidas, la separación s entre planos de cercos —o estribos— debe ser:

$$s \leq 15 * \emptyset$$

En donde \emptyset es el diámetro de la barra longitudinal más delgada. Sin embargo, en aquellas estructuras ubicadas en zonas sísmicas importantes o expuestas a la acción del viento y, en general, cuando se trata de obras especialmente delicadas, la separación s no debe ser superior a $12 * \emptyset$

- c) El diámetro de los cercos y estribos no debe ser inferior a la cuarta parte del diámetro correspondiente a la barra longitudinal más gruesa, y en ningún caso será menor de 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.
- e) Por último, conviene tomar precauciones para que, durante el proceso del hormigonado de un soporte, no se desplacen los cercos de la cabeza del mismo hacia la parte inferior, con el consiguiente peligro de rotura.

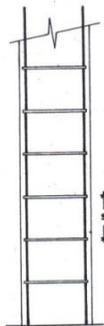


Figura 3

2.10 HORMIGÓN ZUNCHADO

A veces, para aumentar la resistencia a compresión de una pieza de hormigón armado se dispone un zuncho formado, generalmente, por una hélice de acero. Mediante el zunchado se coartan las deformaciones transversales del hormigón debidas al efecto Poisson, lo que crea compresiones radiales, que aumentan la resistencia de la pieza.

De acuerdo con los ensayos de Brandtzaeg, una probeta prismática sometida a compresión triaxial alcanza una resistencia f_{cl} en la dirección vertical, dada por la expresión:

$$f_{cl} = f_c + 4,1 * \sigma_{ct} \quad [16]$$

en donde f_c es la resistencia a compresión simple y σ_{ct} la compresión ejercida sobre las caras laterales. Pero los acortamientos también aumentan considerablemente, pudiendo alcanzar valores del 10 por 1.000, e incluso mayores.

Dado el gran acortamiento que tienen las piezas de hormigón zunchado sometidas a compresión, su empleo es muy limitado, porque pueden resultar deformaciones incompatibles para los elementos estructurales ligados con el soporte zunchado. No debe emplearse el hormigón zunchado, salvo en piezas muy cortas sin posibilidad de pandeo.

1.º Los criterios seguidos por los distintos países para el estudio y empleo del hormigón zunchado, han sido tan diferentes, que no es posible establecer comparación alguna entre ellos. A continuación se efectúan una ligera reseña de los mismos, indicando los puntos de vista americanos y europeos, así como la evolución experimentada en los últimos años.

a) El criterio seguido en Estados Unidos de Norteamérica, concretado en las normas del Código ACI, considera que los acortamientos de los soportes zunchados pueden ser tan grandes, que no es posible aprovechar la capacidad resistente que se le confiere al hormigón. El empleo de estas piezas lo subordinan al hecho de que el

zunchado evita el peligro de rotura frágil.

De esta forma, Los Norteamericanos calculan las columnas zunchadas como las piezas armadas con cercos ordinarios, pero disminuyendo el coeficiente de seguridad en un 25 por 100. La pieza así concebida, avisa en caso de rotura, pues, mucho antes del colapso de la misma, se desprende el recubrimiento de hormigón exterior al zuncho.

b) El antiguo criterio europeo, basado en la normativa alemana, limitaba la deformación de las piezas zunchadas de una manera indirecta. Para ello se consideraba como carga admisible del soporte zunchado, el menor de los dos valores siguientes: la carga de rotura afectada de un coeficiente de seguridad grande (generalmente 3) y la carga correspondiente al momento en que comienza a desprenderse el recubrimiento de hormigón exterior al zuncho, afectado de un

19

Compresión Simple y Compuesta

Coeficiente de seguridad pequeño (generalmente 1,5).

Aunque la experiencia adquirida en Europa, al calcular el hormigón zunchado con los antiguos criterios alemanes, ha sido en general satisfactoria, el mejor conocimiento de las deformaciones de las piezas zunchadas ha inducido modernamente a restringir su empleo.

c) El antiguo Europeo actual, recogido- en las Recomendaciones Internacionales CEB-FIP, preconiza que el empleo del hormigón zunchado debe limitarse a piezas cortas sometidas a esfuerzos de compresión, con excentricidades mínimas, y a refuerzos locales como articulaciones, apoyos de cargas concentradas sobre una superficie pequeña, etc.

2.º A continuación se efectúa un breve estudio de las formulas adoptadas para el calculo del hormigón zunchado, de acuerdo con las Recomendaciones Internacionales ACI-CEB-FIP.

[Mas Publicaciones](#) | [Sala de Prensa - Noticias](#) | [Testimonios](#) | [Página de Inicio](#)

a) En las piezas de sección circular zunchadas mediante una hélice de acero y sometidas a compresión simple (fig.4), la capacidad resistente del hormigón puede aumentar considerablemente si el paso de la hélice es pequeño.

La experiencia demuestra que, en el estado ultimo de agotamiento, el acero del zuncho alcanza su límite elástico. Se considera el zuncho formado por una hélice de sección A_{st} y paso s (fig.4), o por cercos cerrados de la misma sección y separación.

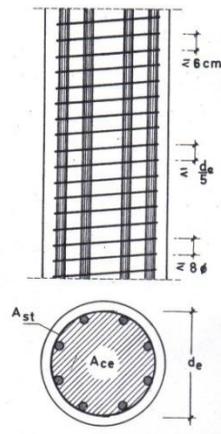


Figura 4

La presión lateral ejercida por una espira o cerco, supuesto repartida uniformemente, puede determinarse mediante la formula de los tubos:

$$\sigma_{ct} = \frac{2 * Ast * f_{yt,d}}{d_e * s} \quad [17]$$

en donde d_e es el diámetro del núcleo y $f_{yt,d}$ la resistencia de cálculo del acero correspondiente al zuncho.

La resistencia triaxial del hormigón, de acuerdo con la fórmula de Braudtzaeg, es:

$$f_{cl} = f_c + 4,1 * \sigma_{ct} = f_c + 8,2 * \frac{Ast * f_{yt,d}}{d_e * s} \quad [18]$$

por lo que puede tomarse como resistencia de cálculo el valor,

$$8,2 * f_{cd} + 6 * \frac{Ast * f_{yt,d}}{d_e * s} \quad [19]$$

o bien, poniéndola en función del volumen de una espira de la armadura transversal:

$$8,2 * f_{cd} + 6 * \frac{At * f_{yt,d}}{\pi * d^2_e} \quad [20]$$

en donde A_t es el volumen de armadura transversal por unidad de longitud de la pieza. Por tanto, en el caso de columnas zunchadas con la hélice de acero, la fórmula de compresión simple, en el estado último de agotamiento, puede ponerse en forma análoga a:

$$\gamma_n * N_d \leq N_u = 0,85 * A_{ce} * f_{cd} + A_s * f_{yd} + 1,5 * A_t * f_{yt,d} \quad [21]$$

con los siguientes significados:

N_u . = esfuerzo axial de agotamiento.

N_d . = esfuerzo axial de cálculo.

[Mas Publicaciones](#) | [Sala de Prensa - Noticias](#) | [Testimonios](#) | [Página de Inicio](#)

Ace. = área de la sección neta del núcleo de hormigón.

As. = área total de la armadura longitudinal.

At = volumen de la armadura transversal, per unidad de longitud de la pieza.

fc_d = resistencia de cálculo del hormigón.

f_{yd} = resistencia de cálculo de la armadura longitudinal

f_{yt,d} = resistencia de cálculo de la armadura transversal.

γ_n = coeficiente complementario de mayoración de cargas indicado en la formula [13], que tiene en cuenta la incertidumbre del punto de aplicación de la carga.

21

Compresión Simple y Compuesta

Por otra parte, para evitar la fisuración del hormigón exterior al zuncho, bajo la carga de servicio, el volumen At de armadura transversal, por unidad de longitud de la pieza, debe ser:

$$At * f_{yt,d} \leq 0,55 * f_{cd} * (1,6 * A_c - A_{ce}) + 0,37 * A_s * f_{yd} \quad [22]$$

en donde se supone que se ha descontado A_s, tanto de la sección total del hormigón A_c, como de la sección del núcleo A_{ce}.

b) En las secciones cuadradas o rectangulares, el zunchado puede efectuarse mediante emparrillados formados por bucles de alambre. Cada emparrillado debe estar formado por dos capas superpuestas de alambre doblado en bucles, cuyas extremidades deben anclarse convenientemente en la masa de hormigón. La separación entre cada dos emparrillados contiguos no debe ser superior a la quinta parte de la menor dimensión del núcleo zunchado.

En el caso de soportes zunchados mediante bucles de alambre (fig.5), el esfuerzo axial Nu en el estado último de agotamiento, puede ponerse en la forma:

$$\gamma_n * Nd \leq Nu = 0,85 * Ace * fcd + As * fyd + 1,25 * At * fyt, d \quad [23]$$

con los mismos significados indicados para la formula [20].

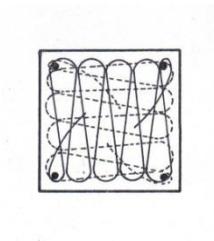


Figura 5

2.11 SOPORTES COMPUESTOS

Se consideran como compuestos los soportes de hormigón cuya armadura esta fundamentalmente constituida por perfiles metálicos (fig.6). La ejecución de los soportes compuestos debe ajustarse a las siguientes prescripciones, de acuerdo con las Recomendaciones Internacionales ACI-CEB-FIP.

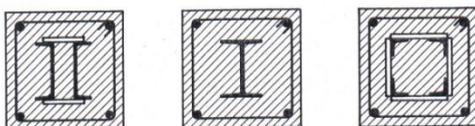


Figura 6

a) La resistencia característica del hormigón empleado será, como mínimo, **175 Kp/cm² \approx 17,5 N/mm²**).

b) La sección de acero en perfiles no superara al 20 por 100 de la sección total del soporte.

c) En los soportes de sección rectangular se dispondrá un mínimo de cuatro redondos longitudinales, uno en cada esquina, y un conjunto de cercos o estribos sujetos a ellos, cuyos diámetros, separaciones y recubrimientos deberán cumplir las mismas condiciones exigidas a los soportes ordinarios de hormigón armado.

d) Los perfiles se dispondrán de modo que, entre ellos y los cercos o estribos, resulte una distancia libre no inferior a 5 cm.

e) Si en un soporte se disponen dos o mas perfiles, se colocaran de forma que queden separados entre si 5 centímetros por lo menos, y se arriostraran unos con otros mediante presillas u otros elementos de conexión. colocados en las secciones extremas y en cuantas secciones intermedias resulte necesario.

f) Cuando los perfiles empleados Sean de sección hueca, o se agrupen formando una sección de este tipo, deberán rellenarse de hormigón convenientemente compactado. En la figura 6 se indican las disposiciones más corrientes de los soportes

compuestos.

23

Compresión Simple y Compuesta

2.12 COMPRESION COMPUESTA

Por definición, para que exista compresión compuesta, el eje neutro ha de estar situado fuera de la sección, de modo que sea $h \leq x \leq +\infty$. Todas las fibras de la sección están comprimidas. Se puede encontrar también solicitaciones de compresión con débiles excentricidades, es decir, la posición del eje neutro puede quedar en el interior de la sección, pero no en el centro de gravedad de dicha sección. Las deformaciones y tensiones de la fibra más comprimida son, respectivamente, $\epsilon_c \leq 0,0035$ y $0,85 * f_{cd}$. Las comprobaciones y dimensionamientos, de las secciones se hacen mediante las ecuaciones del equilibrio, que expresan, el buen funcionamiento de dichas secciones.

2.13 SECCION CUALQUIERA

La comprobación de una sección simétrica cualquiera sometida a compresión compuesta es inmediata, ya que no resulta necesario, como en flexión compuesta, determinar la posición de la fibra neutra. Conviene introducir el concepto de sección total homogénea, formada sumando a la sección total de hormigón las armaduras multiplicadas por el coeficiente de equivalencia. El área de la sección total homogénea vale:

$$A_o = A_c + n * (A + A'), \quad [24]$$

Siendo A, el área de la sección total de hormigón. Se determina a continuación la posición del eje de gravedad de la sección total homogénea, definido por sus distancias v_1 y v_2 a las fibras extremas de la sección, y su momento de inercia con respecto a dicho eje. Se supone trasladada la resultante N al eje de gravedad, aplicando simultáneamente un momento Flector $N * e$ (fig.5).

[Mas Publicaciones](#) | [Sala de Prensa - Noticias](#) | [Testimonios](#) | [Página de Inicio](#)

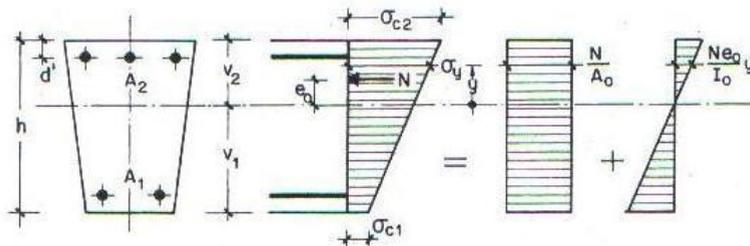


Figura 5
(Diagrama tensión-deformación)

La tensión en una fibra cuya distancia al eje de gravedad sea y vale:

$$\sigma_y = \frac{N}{A_o} + \frac{N \cdot e_o}{I_o} * y, \quad [25]$$

de forma que las tensiones en las fibras más y menos comprimidas del hormigón son, respectivamente:

$$\sigma_{c2} = \frac{N}{A_o} + \frac{N \cdot e_o}{I_o} * v_2, \quad [26]$$

$$\sigma_{c1} = \frac{N}{A_o} - \frac{N * e_o}{I_o} * v_2, \quad [27]$$

Para que haya compresión compuesta es necesario que resulte $\sigma_{c1} \leq 0$. Si resultase $\sigma_{c1} > 0$ (tracción), se trataría de una flexión compuesta; no obstante, no sería necesario rehacer los cálculos si σ_{c1} no superara la tensión de tracción admisible para el hormigón. En cuanto a las tensiones en las armaduras, su comprobación no es necesaria.

2.14 SECCION RECTANGULAR SIMETRICA

El caso más frecuente en la práctica es el de la sección rectangular con armadura simétrica $A_1 = A_2$, que corresponde a la mayoría de las secciones de pilares.

En la tabla 2.2 puede verse un diagrama preparado para este tipo de secciones. Su uso está limitado a un recubrimiento del 10 por 100 del canto total, aunque puede emplearse del lado de la seguridad para recubrimientos menores. En él se relacionan los esfuerzos reducidos:

$$v = \frac{N}{b * h * \sigma_{c, adm}} \quad [28]$$

$$\mu = \frac{M_o}{b * h^2 * \sigma_{c, adm}} \quad [29]$$

Con la cuantía mecánica:

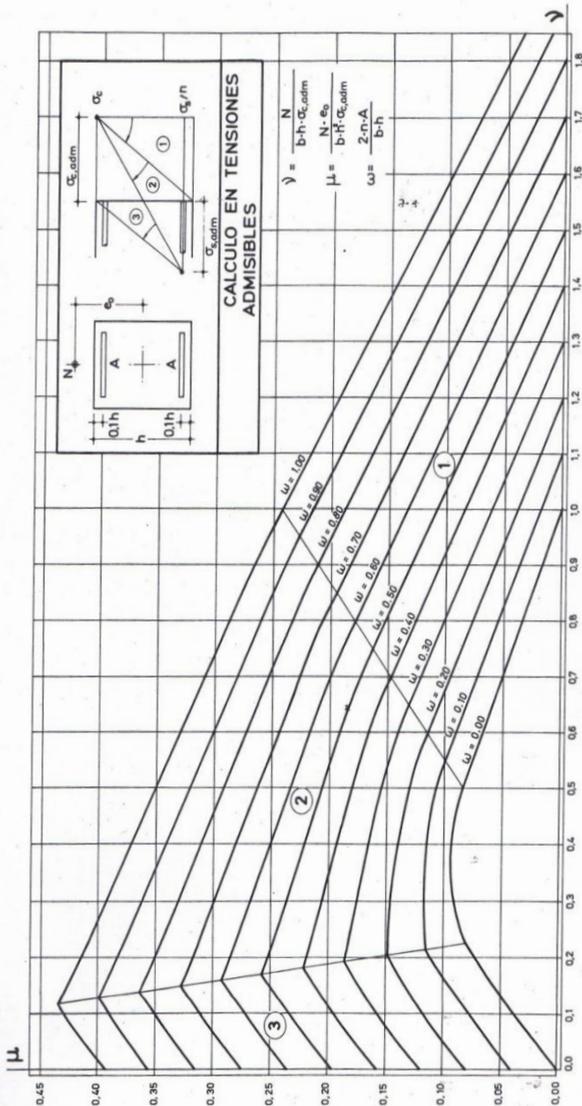
$$\omega = \frac{2n * A}{b * h} \quad [30]$$



y puede emplearse tanto en dimensionamiento como en comprobación. Si el punto representativo de los esfuerzos considerados cae en la zona 1 del diagrama, ello quiere decir que la sección, armada con la cuantía resultante, esta en compresión compuesta, alcanzando el hormigón su tensión admisible. Si el punto cae en la zona 2, quiere decir que la sección esta en flexión compuesta, alcanzando el hormigón su tensión admisible. Por si el punto cae en la zona 3, ello quiere decir que la sección trabaja en flexión compuesta, sin alcanzar el hormigón su tensión admisible: es la armadura inferior la que la alcanza, si se verifica la condición $\sigma_s, \sigma_{adm} / \sigma_{sc}, \sigma_{adm} = n$. Si, por el contrario, $\sigma_s, \sigma_{adm} / \sigma_{sc}, \sigma_{adm} > n$, entonces la sección dimensionada con el diagrama no alcanza la tensión admisible ni en hormigón ni en acero. Como la zona 3 es pequeña y relativamente infrecuente, puede usarse también en estos casos el diagrama, con lo que se queda del lado de la seguridad. En los ejemplos numéricos se puede ver este caso.



TABLA 2.2



2.15 EJEMPLOS NUMERICO PRACTICOS DE COMPRESION SIMPLE Y COMPUESTA

Ejemplo 1:

Sabiendo que la tensión nominal desarrollada en una sección de 20 x 40 cm. es de 67,5 Kg / cm², y que las armaduras que la componen están compuesta de 4 barras de diámetro 14 mm. Determinar mediante la ecuación de equilibrio [1], el esfuerzo de compresión (N), total que esta sección puede soportar. Hormigón de resistencia $f_c = 150 \text{ Kg/cm}^2$ y acero ordinario $f_s = 2400 \text{ Kp/cm}^2$.

Datos:

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$d' = 5 \text{ cm}$$

$$A_c = 800 \text{ cm}^2$$

$$n = 15 = \text{coeficiente de equivalencia.}$$

$$A_s = 6,16 \text{ cm}^2$$

$$s_c = 67,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 150 \text{ Kp/cm}^2$$

$$f_s = 2400 \text{ Kp/cm}^2$$

Sustituyendo valores, el resultado es:

$$N = (A_c + n * A_s) * s_c = 60237 \text{ Kg} = 60,237 \text{ Toneladas}$$

Ejemplo 2:

Sabiendo que el esfuerzo de compresión (N) que puede soportar un pilar de hormigón armado es de 100 toneladas, y con una sección de 30 x 70 cm. Armado con 12 barras de diámetro 16 mm. Despejar y calcular mediante la ecuación de equilibrio [1], la tensión del hormigón que esta sección puede soportar, sin deparar la tensión limite. Hormigón de resistencia $f_c = 150 \text{ Kg/cm}^2$ y acero ordinario $f_s = 2400 \text{ Kp/cm}^2$.

Datos:

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

$$h = 70 \text{ cm}$$

$$d' = 5 \text{ cm}$$

$$N = 100 \text{ toneladas}$$

$$A_c = 2100 \text{ cm}^2$$

$$n = 15 = \text{coeficiente de equivalencia.}$$

$$A_s = 24,12 \text{ cm}^2$$

$$f_c = 150 \text{ Kp/cm}^2$$

$$f_s = 2400 \text{ Kp/cm}^2$$

Sustituyendo valores, en formula [2],el resultado es:

$$\sigma_c = \frac{N}{A_c + n * A_s} = 40,62 \text{ Kg/cm}^2$$

Que es menor que la admisible:

$$\sigma_{c, adm.} = 0.45 * f_c = 67,50 \text{ Kg/cm}^2$$

Ejemplo 3:

Despejar y calcular mediante la formula americana [6], la sección total de la armadura de un pilar, sabiendo que son esfuerzo de compresión (N) es de 200 Toneladas. Las características geométricas y mecánicas son las siguientes:

Datos:

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$h = 80 \text{ cm}$$

$$d' = 5 \text{ cm}$$

$$N_{adm} = 200 \text{ toneladas} = 200.000 \text{ Kg (fuerza)}$$

$$A_c = 3200 \text{ cm}^2$$

$n = 15$ = coeficiente de equivalencia.

$f_{ck} = 200 \text{ Kp/cm}^2$ = Resistencia característica del hormigón

$f_y = 4200 \text{ Kp/cm}^2$ = Limite elástico del acero natural

Despejando, sustituyendo valores y calculando, se obtiene el resultado siguiente:

$$A_s = \frac{N_{adm} - [0,8 * (0,265 * A_c * f_{ck})]}{0,8 * (0,4 * f_y)} = 47,85 \text{ cm}^2$$

Que puede ser remplazada, por ejemplo, con 24 barras de diámetro 16 (y estos representan = 48 cm²)

[Mas Publicaciones](#) | [Sala de Prensa - Noticias](#) | [Testimonios](#) | [Página de Inicio](#)

**Ejemplo 4:**

Sabiendo que la cuantía geométrica de un soporte de hormigón armado es de 0,0016, y su sección de hormigón es 32 x 100 cm. Armado con 26 barras de diámetro 16 mm. Calcular mediante la formula europea [7], la carga admisible, que este soporte puede sostener. Hormigón de resistencia $f_c = 150 \text{ Kg/cm}^2$ y acero de dureza natural $f_s = 4200 \text{ Kp/cm}^2$

Datos:

$b = 32 \text{ cm}$

[Mas Publicaciones](#) | [Sala de Prensa - Noticias](#) | [Testimonios](#) | [Página de Inicio](#)

$$h = 100 \text{ cm}$$

$$d' = 5 \text{ cm}$$

$$A_c = 32 \times 100 = 3200 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 52 \text{ cm}^2 \text{ (26 barras de diámetro 16)}$$

$n = 15$ = coeficiente de equivalencia.

$f_{ck} = 150 \text{ Kp/cm}^2$ = Resistencia característica del hormigón

$f_y = 4200 \text{ Kp/cm}^2$ = Limite elástico del acero natural

$$r = A_s / A_c = 0,01625$$

$$\sigma_{c, adm.} = 0,45 * f_c = 67,50 \text{ Kp/cm}^2$$

Solución:

Sustituyendo valores y calculando, se obtiene así:

$$N_{adm} = A_c * \sigma_{c, adm} * (1 + n * r) = 268,65 \text{ toneladas} = 268650 \text{ Kg}$$

Ejemplo 5:

Determinar el esfuerzo normal (Nd) de compresión, de un soporte de esquina, utilizando la formula [15] de las cuantías límites de las Recomendaciones Internacionales CEB-FIB, sabiendo que sus características mecánicas y geométricas son las siguientes:

Datos:

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$h = 70 \text{ cm}$$

$$d' = 5 \text{ cm}$$

$$A_c = 25 \times 70 = 1750 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 15,40 \text{ cm}^2 \text{ (10 barras de diámetro 14)}$$

$n = 15$ = coeficiente de equivalencia.

$f_{cd} = 150 \text{ Kp/cm}^2$ = Resistencia característica del hormigón

$f_{yk} = 2400 \text{ Kp/cm}^2$ = Limite elástico del acero ordinario

$$r = A_s / A_c = 0,0088$$

$$K = 0,0030 = \text{coeficiente de esquina}$$

Despejando y sustituyendo valores, se obtiene así:

$$\rho = K * \frac{Nd}{0,85 * A_c * f_{cd}} * \left(1 + \frac{3000}{f_{yk}}\right) \quad [15]$$

Esfuerzo normal Nd:

$$Nd = \frac{0,85 * \rho * A_c * f_{cd}}{K * \left(1 + \frac{3000}{f_{yk}}\right)} = 290,889 \text{ toneladas} = 290889 \text{ Kg}$$

Ejemplo 6:

Determinar la armadura en cm² de una sección de 30 x 50 cm², utilizando la tabla 2.2. Con un recubrimiento de 5 cm y sometida a un esfuerzo normal N = 71,4 Toneladas y a un momento flector Mo = 8,1 tm. tonelada-metro, (compresión compuesta) referido al punto medio del canto total.

Datos:

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

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$d' = 5 \text{ cm}$$

$$N = 71,40 \text{ Toneladas}$$

$$M_o = 8,10 \text{ tm. (Tonelada metro)}$$

$$A_c = 25 \times 70 = 1500 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_c, adm. = 70 \text{ Kp/cm}^2$$

$$f_s = 1400 \text{ Kp/cm}^2 = (\text{acero ordinario})$$

$$n = 15 = \text{coeficiente de equivalencia.}$$

Los esfuerzos reducidos valen:

$$v = \frac{N}{b * h} = 0,680$$

$$\mu = \frac{Mo}{b * h^2 * \sigma c, adm.} = 0,154$$

Entrando con estos esfuerzos en la tabla 2.2, resulta una cuantía mecánica $\omega = 0,41$,
De donde:

$$A = A' = \frac{1}{2 * \pi} * \omega * b * h = 20,5 \text{ cm}^2$$

2.16 NOTACION Y UNIDADES



Introducción

En general, tanto las notaciones como las unidades, y especialmente las primeras, difieren de unos países a otros. Raros son los libros y material escrito en general que coinciden en sus notaciones, lo que conduce a errores de interpretaciones algunas veces y a complicaciones innecesarias siempre.

En los últimos años se han realizado grandes esfuerzos internacionales para conseguir sistemas unificados en todo el mundo. Esta unificación esta prácticamente conseguida hoy, a nivel de objetivos, en lo que se refiere a unidades técnicas, gracias a la aceptación universal del llamado Sistema Internacional de Unidades S.I., cuya incorporación a la practica se va efectuando poco a poco en los diferentes países.

En lo que se refiere a notaciones, la unificación sigue un proceso más lento, incluso a nivel de objetivos. El acuerdo Internacional de la notación es el que basa sobre las notaciones oficiales del American Concrete Institute (ACI), Comité Europeo del Hormigón (CEB) y de la International Standard Organisation (ISO).

NOTA:

en esta 2ª asignatura del plan de estudios, se han utilizado, solamente las notaciones y unidades que lo abarcan; la demás serán utilizadas para las próximas asignaturas.

Letras mayúsculas romanas

A = Area

Ac = Area de la sección del hormigón.

Ae = Area efectiva.

As = Area de la sección de la armadura en tracción (Simplificación: A).

A's = Area de la sección de la armadura en compresión (Simplificación: A').

As1 = Area de la sección de la armadura en tracción, o menos comprimida (Simplificación: A1).

As2 = Area de la sección de la armadura en compresión, o más comprimida (Simplificación: A2).

Ast = Area de la sección de la armadura transversal (Simplificación: At).

C = Momento de inercia de torsión.

E = Modulo de deformación.

Ec = Modulo de deformación del hormigón.

Es = Modulo de elasticidad del acero.

F = Acción.

Fd = Valor de calculo de una acción.

Fm = Valor medio de una acción.

Fk = Valor característico de una acción.

G = Carga permanente. Modulo de elasticidad transversal.

Gk = Valor característico de la carga permanente.

K = Cualquier coeficiente con dimensiones.

M = Momento flector.

Md = Momento flector de calculo.

Mr = Momento de fisuración del hormigón en flexión.

M_μ = Momento flector último.

N = Esfuerzo normal.

Nd = Esfuerzo normal de calculo.

N_μ = Esfuerzo normal último.

P = Fuerza de pretensado.

Q = Carga variable.

Ok = Valor característico de Q

S = Solicitación. Momento de primer orden de un área.
Sd = Valor de calculo de la sollicitación.
T = Momento torsor. Temperatura.
Td = Momento torsor de calculo.
 T_{μ} = Momento torsor Último.
Uc = Capacidad mecánica del hormigón.
Us = Capacidad mecánica del acero (Simplificación: U).
V = Esfuerzo cortante.
Vd = Esfuerzo cortante de calculo.
Vu = Esfuerzo cortante último.
W = Modulo resistente. Carga de viento.
X = Reacción o fuerza en general, paralela al eje x.
Y = Reacción o fuerza en general, paralela al eje y.
Z = Reacción o fuerza en general, paralela al eje z.

Letras minúsculas romanas

a = Flecha. Distancia.
b = Anchura; anchura de una sección rectangular.
be = Anchura eficaz de la cabeza de una sección en T.
bw = Anchura del alma o nervio de una sección en T.
c = Recubrimiento.
d = Altura útil. Diámetro.
d' = Distancia de la fibra alas comprimida del hormigón al centro de gravedad de la amadura de Compresión ($d' = d_2$). e = Excentricidad.
f = Resistencia.
fc = Resistencia del hormigón a compresión.
fcd = Resistencia de calculo del hormigón a compresión.
fc. est = Resistencia característica estimada del hormigón (Simplificación: f.est).
fcj = Resistencia del hormigón a compresión, a los j dial de edad.

f_{ck} = Resistencia característica del hormigón a compresión.

f_{cm} = Resistencia media del hormigón a compresión.

f_{ct} = Resistencia del hormigón a tracción.

f_s = Carga unitaria de rotura del acero.

f_y = Limite elástico aparente de un acero natural. Limite elástico convencional, a 0,2 por 100, de un acero deformado en frío. $f_{0.2}$ = Limite elástico convencional, a 0,2 por 100, de un acero deformado en frío.

f_{yd} = Resistencia de calculo de un acero.

f_{yk} = Limite elástico característico de un acero.

g = Carga permanente repartida. Aceleración debida a la gravedad.

h = Canto total o diámetro de una sección. Espesor.

hf = Espesor de la placa de una sección en T.

i = Radio de giro.

j = numero de días.

k = Cualquier coeficiente con dimensiones.

l = Longitud.

l_b = Longitud de anclaje.

l_e = Longitud de pandeo.

l_0 = Distancia entre puntos de momento nulo.

m = Momento (lector por unidad de longitud o de anchura.

n = Número de objetos considerado. Coeficiente de equivalencia.

q = Carga variable repartida.

r = Radio.

s = Espaciamiento. Separación entre planos de armaduras transversales. Desviación típica.

w = Anchura de fisura.

x = Coordenada. Profundidad del eje neutro.

y = Coordenada. Profundidad del diagrama rectangular de tensiones.

Z = Coordenada. Brazo de palanca.

Letras minúsculas griegas:

Alfa: α (Angulo. Coeficiente adimensional).

Beta: β (Angulo, Coeficiente adimensional).

Gamma: γ (Coeficiente de ponderación o seguridad. Peso específico).

γ m: (Coeficiente de minoración de la resistencia de los materiales.)

γ c: (Coeficiente de seguridad o minoración de la resistencia del hormigón)

γ s: (Coeficiente de seguridad o minoración del limite del acero)

γ f: (Coeficiente de seguridad o ponderación de las acciones o solicitaciones).

γ n: (Coeficiente de seguridad o ponderación complementario de las acciones o solicitaciones).

γ r: (Coeficiente de seguridad a la fisuración)

Delta: δ (Coeficiente de variación)

Épsilon: ϵ (Deformación relativa)

ϵ c (Deformación relativa del hormigón)

ϵ cc (Deformación relativa de fluencia).

ϵ cs (Deformación relativa de retracción).

ϵ s (Deformación relativa del acero)

ϵ c (Deformación relativa de la armadura más traccionada, o menos comprimida (e 1).

ϵ c1 (Deformación relativa de la armadura más comprimida o menos traccionada (e 2).

Eta: η (Coeficiente de reducción relativo al esfuerzo cortante.)

Lambda: λ (Coeficiente adimensional.)

Mu: μ (Momento flector reducido o relativo)

Nu: ν (Esfuerzo normal reducido o relativo)

Xi: ξ (Coeficiente sin dimensiones)

Rho: ρ (Cuantía geométrica)

Sigma: σ (Tensión normal)

σ c (Tensión en el hormigón)

σ s (Tensión en el acero)

σ s1 : (Tensión de la armadura mastraccionada, o menos comprimida (s1).

σ s2 : (Tensión de la armadura mas comprimida, o menos traccionada (s2).

σ cI : (Tensión principal de tracción)

σ cII : (Tensión principal de compresión)

- Tau: τ (Tensión tangente)
 τ_b : (Tensión de adherencia)
 τ_w : (Tensión tangente del alma)
 τ_{wd} : (Valor de cálculo de τ_w)
 τ_{wu} : (Valor Último de la tensión tangente de alma)
 τ_{td} : (Valor del calculo de la tensión tangente de torsión)
 τ_{tu} : (Valor ultimo de la tensión tangente de torsión.)
Phi: ϕ (Coeficiente adimensional)
Psi: ψ (Coeficiente adimensional)
Omega: ω (Cuantía mecánica)

Unidades

Las Normas Internacionales ACI - CEB - FIB adoptan el sistema métrico decimal llamado “Sistema Internacional de Unidades S.I” por la Conferencia General de Pesos y Medidas, admitiendo que puede continuar empleándose por ahora el “Sistema Práctico M.K.S.” (Metro -Kilopondio-segundo). La correspondencia entre las unidades de ambos sistemas es la siguiente:

Un kilopondio (Kp) o kilogramo-fuerza (kg) vale alrededor de 9,8 newton (N):

$$1 \text{ Kp} = 1 \text{ kgf} = 9,8 \text{ N}$$

E inversamente:

$$1\text{N}=0,102 \text{ Kp} = 0.102 \text{ kgf}$$

Por consiguiente, 10 N corresponden a 1 Kp con error aproximado de un 2 por 100.

Un kilopondio por centímetro cuadrado (1 Kp/cm²) vale alrededor de 98.000 pascal (Pa),

Siendo el pascal un newton por metro cuadrado:

$$1 \text{ Kp/cm}^2 = 98.000 \text{ Pa} = 98.000 \text{ N/m}^2$$

Se recomienda utilizar el newton por milímetro cuadrado (N/mm²), también llamado megapascal (MPa) o

Meganewton por metro cuadrado (MN/m²):

$$1 \text{ N/mm}^2 = 1 \text{ MN/m}^2 = 10.2 \text{ Kp/cm}^2$$

Por consiguiente, 0,1 N/mm² corresponden a 1 Kp/cm² con error aproximado de un 2 por 100.



2.17 BIBLIOGRAFIA

Hibbeler, R. C.
(2005). **Mechanics of materials,**
Resistencia de materiales. Es paña

J. Zubiaur
(2005). **Estructuras de edificación.** Bilbao Es paña.

Pierre Charon. “Le calcul et la vérification des ouvrage en béton armé. (Théorie et Application)”. Francia

Pierre Charon. “La méthode de Cross et le Calcul pratique des Constructions Hyperstatiques. (Théorie et Application)”. Francia

A. Guérin - R.C.Lavaur. “ Traité de Béton Armé ”. Francia

Albert Fuentes. “Calcul pratique des ossatures de Bâtiments en Béton Armé”. Francia

Victor Davidovici. “ Béton Armé ”. Francia

J.Goulet. “Résistance des matériaux” Francia

M. Albegés - A. Coin. “Résistance des matériaux”. Francia

“Règles Techniques de Conception et de Calcul des

[Mas Publicaciones](#) | [Sala de Prensa - Noticias](#) | [Testimonios](#) | [Página de Inicio](#)

Ouvrages et Construction en Béton Armé”. Francia

“Règles définissant les effets de la neige et du vent” “Règles parasismiques 2000”. Francia

Meseguer A.G–Montoya P.J.–Moran “Hormigón Armado

2.18 CUESTIONARIO DE REVISION (EXAMEN)

1. Mediante la formula Americana [6], de la compresión simple, determinar la Carga del esfuerzo de compresión, que un pilar puede soportar. Los datos de Conocimiento son los siguientes:

Datos:

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

$$h = 60 \text{ cm}$$

$$d' = 5 \text{ cm}$$

$$A_s = 20 \text{ cm}^2$$

$n = 15$ = coeficiente de equivalencia.

$f_{ck} = 150 \text{ Kp/cm}^2$ = Resistencia característica del hormigón

[Mas Publicaciones](#) | [Sala de Prensa - Noticias](#) | [Testimonios](#) | [Página de Inicio](#)

$f_y = 2400 \text{ Kp/cm}^2 = \text{Limite elástico del acero ordinario}$

2. **Un pilar soporta un esfuerzo de compresión (N) de 50 toneladas, su Dimensión es de 25 x 35 cm. Armado con 6 barras de diámetro 16 mm. Calcular mediante la ecuación de equilibrio [2], la tensión del hormigón que esta sección puede soportar, sin de pasar la tensión limite. Hormigón de resistencia $f_c = 150 \text{ Kg/cm}^2$ y acero ordinario $f_s = 2400 \text{ Kp/cm}^2$.**

Datos:

$$b = 25 \text{ cm}$$

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

$$d' = 5 \text{ cm}$$

$$N = 50 \text{ toneladas}$$

$$A_c = 875 \text{ cm}^2$$

$$n = 15 = \text{coeficiente de equivalencia.}$$

$$A_s = 12 \text{ cm}^2$$

$$f_c = 150 \text{ Kp/cm}^2$$

$$f_s = 2400 \text{ Kp/cm}^2$$

3. **Mediante la fórmula [12], de la compresión simple, determinar la Carga axial del esfuerzo de compresión, en el estado último de agotamiento,**

Que un pilar puede soportar. Los datos de son los siguientes:

Datos:

$$b = 22 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$A_s = 12,50 \text{ cm}^2 = \text{sección total de armadura.}$$

$$f_{cd} = 150 = \text{resistencia de calculo del hormigón.}$$

$$f_{yd} = \text{acero ordinario} = 2400 \text{ Kp/cm}^2$$

4. Determinar el esfuerzo normal (N_d) de compresión, de un soporte de la parte interior de un construcción, utilizando la formula [15] de las cuantías límites de las Recomendaciones Internacionales CEB -FIB, sabiendo que sus características mecánicas y geométricas son las siguientes:

Datos:

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$d' = 5 \text{ cm}$$

$$A_c = 20 \times 40 = 800 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6,78 \text{ cm}^2 \text{ (6 barras de diámetro 12)}$$

$$n = 15 = \text{coeficiente de equivalencia.}$$

$$f_{cd} = 150 \text{ Kp/cm}^2 = \text{Resistencia característica del hormigón}$$

$$f_{yk} = 2400 \text{ Kp/cm}^2 = \text{Limite elástico del acero ordinario}$$

$$r = A_s / A_c = 0,00875$$

$$K = 0,0020 = \text{coeficiente de esquina}$$

- 5. Utilizando la formula [12], determinar la sección en cm^2 (A_c), de una pieza De Hormigón armado, sabiendo que el esfuerzo (N_u) de la compresión simple es 220 toneladas, en el estado último de agotamiento, y la sección de la armadura (A_s) es = 15,40 cm^2**

Datos:

N_u = 220 toneladas

A_s = 15,40 cm^2 = sección total de armadura.

f_{cd} = 150 = resistencia de calculo del hormigón.

f_{yd} = acero ordinario = 2400 Kp/ cm^2

- 6. Sabiendo que los pilares de hormigón armado trabajan a la compresión más que a la tracción, determinar la sección de la armadura (A_s) de un pilar sabiendo que su sección de hormigón es de 2400 cm^2 (32x75), mediante la cuantía mínima de 1 por 100 exigida por el criterio del código ACI Americana.**

Datos:

A_c = 2400 cm^2

f_{cd} = 150 = resistencia de calculo del hormigón.

[Mas Publicaciones](#) | [Sala de Prensa - Noticias](#) | [Testimonios](#) | [Página de Inicio](#)

f_{yd} = acero ordinario = 2400 Kp/cm²

- 7. Utilizando la formula [14], de la compresión simple, determinar la Carga axial del esfuerzo de compresión, en el estado último de agotamiento, Que un pilar puede soportar. Armadura de acero deformada en frío. Los datos de son los siguientes:**

Datos:

$b = 25\text{cm}$

$h = 60\text{ cm}$

$A_s = 15\text{ cm}^2$ = sección total de armadura.

$f_{cd} = 150$ = resistencia de calculo del hormigón.

f_{yd} = acero ordinario = 2400 Kp/cm²

42

Compresión Simple y Compuesta

- 8. Mediante la formula [21], de la compresión simple, determinar la Carga axial del esfuerzo de compresión, en el estado último de agotamiento, Que una columna circular puede soportar. Los datos de son los siguientes:**

Datos:

d_e = Diámetro de la columna y de calculo = $90 - 5 = 85\text{ cm}$

d' ($2,5 + 2,5 = 5\text{ cm}$)

$A_{ce} = 5674,5\text{ cm}^2$ = área de la sección neta del núcleo de hormigón. (ver fig.4)

$A_s = 60\text{ cm}^2$ = área total de la armadura longitudinal.

[Mas Publicaciones](#) | [Sala de Prensa - Noticias](#) | [Testimonios](#) | [Página de Inicio](#)

$A_t = 0,50 \text{ cm}^3$ = volumen de la armadura transversal, por unidad de longitud de la pieza.
 $f_{cd} = 150$ = resistencia de calculo del hormigón.
 $f_{yd} = 2400 \text{ Kp/cm}^2$ = resistencia de cálculo de la armadura longitudinal
 $f_{ytd} = 2400 \text{ Kp/cm}^2$ = resistencia de cálculo de la armadura transversal.

9. Determinar la sección de la armadura (A_s) de un pilar sabiendo que el esfuerzo de compresión es de 60 toneladas y su sección de hormigón es de 800 cm^2 (20×40). Utilizar la formula [3]

Datos:

$N = 60$ toneladas

$A_c = 800 \text{ cm}^2$

$n = 15$ = coeficiente de equivalencia.

$\sigma_{c, adm.} = 67,50 \text{ Kg/cm}^2$

$f_{cd} = 150$ = resistencia de calculo del hormigón.

$f_{yd} =$ acero ordinario = 2400 Kp/cm^2

10. Utilizando el ejercicio anterior N° 9, Determinar la tensión del hormigón, aplicando la misma formula y los mismos datos.

2.19 RESPUESTAS AL CUESTIONARIO DE REVISION (EXAMEN)

1. Mediante la formula Americana [6], de la compresión simple, determinar la Carga del esfuerzo de compresión, que un pilar puede soportar. Los datos de Conocimiento son los siguientes:

Datos:

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

$$h = 60 \text{ cm}$$

$$d' = 5 \text{ cm}$$

$$A_s = 20 \text{ cm}^2$$

$$n = 15 = \text{coeficiente de equivalencia.}$$

$$f_{ck} = 150 \text{ Kp/cm}^2 = \text{Resistencia característica del hormigón}$$

$$f_y = 2400 \text{ Kp/cm}^2 = \text{Limite elástico del acero ordinario}$$

Solución:

$$N_{adm} = 0,8 * (0,265 * A_c * f_{ck} + 0,4 * A_s * f_y) = 72,60 \text{ toneladas}$$

2. Un pilar soporta un esfuerzo de compresión (N) de 50 toneladas, su Dimensión es de 25 x 35 cm. Armado con 6 barras de diámetro 16 mm. Calcular mediante la ecuación de equilibrio [2], la tensión del hormigón que esta sección puede soportar, sin depasar la tensión limite. Hormigón de resistencia $f_c = 150 \text{ Kg/cm}^2$ y acero ordinario $f_s = 2400 \text{ Kp/cm}^2$.

Datos:

$b = 25 \text{ cm}$
 $h = 35 \text{ cm}$
 $d' = 5 \text{ cm}$
 $N = 50 \text{ toneladas}$
 $A_c = 875 \text{ cm}^2$
 $n = 15 = \text{coeficiente de equivalencia.}$
 $A_s = 12 \text{ cm}^2$
 $f_c = 150 \text{ Kp/cm}^2$
 $f_s = 2400 \text{ Kp/cm}^2$

44

Compresión Simple y Compuesta

Solución:

$$\sigma_c = \frac{N}{A_c + n * A_s} = 47,39 \text{ Kg/cm}^2$$

Que es menor que la admisible:

$$\sigma_{c, adm.} = 0.45 * f_c = 67,50 \text{ Kg/cm}^2$$

3. Mediante la fórmula [12], de la compresión simple, determinar la Carga axial del esfuerzo de compresión, en el estado último de agotamiento, Que un pilar puede soportar. Los datos de son los siguientes:



Datos:

$b = 22 \text{ cm}$

$h = 50 \text{ cm}$

$A_s = 12,50 \text{ cm}^2 =$ sección total de armadura.

$f_{cd} = 150 =$ resistencia de cálculo del hormigón.

$f_{yd} =$ acero ordinario = 2400 Kp/cm^2

Solución:

$$N_u = 0,85 * b * h * f_{cd} + A_s * f_{yd} = 170,250 \text{ toneladas}$$

4. Determinar el esfuerzo normal (Nd) de compresión, de un soporte de la parte interior de un construcción, utilizando la formula [15] de las cuantías límites de las Recomendaciones Internacionales CEB-FIB, sabiendo que sus características mecánicas y geométricas son las siguientes:

Datos:

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$d' = 5 \text{ cm}$$

$$A_c = 20 \times 40 = 800 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6,78 \text{ cm}^2 \text{ (6 barras de diámetro 12)}$$

$$n = 15 = \text{coeficiente de equivalencia.}$$

$$f_{cd} = 150 \text{ Kp/cm}^2 = \text{Resistencia característica del hormigón}$$

$$f_{yk} = 2400 \text{ Kp/cm}^2 = \text{Limite elástico del acero ordinario}$$

$$r = A_s / A_c = 0,00875$$

$$K = 0,0020 = \text{coeficiente de esquina}$$

Solución:

Despejando la formula [15], y sustituyendo valores, queda así:

$$Nd = \frac{0,85 * \rho * A_c * f_{cd}}{K * \left(1 + \frac{3000}{f_{yk}}\right)} = 198,334 \text{ toneladas}$$

5. Utilizando la formula [12], determinar la sección en cm^2 (A_c), de una pieza De Hormigón armado, sabiendo que el esfuerzo (N_u) de la compresión simple es 220 toneladas, en el estado último de agotamiento, y la sección de la armadura (A_s) es = 15,40 cm^2

Datos:

N_u = 220 toneladas

A_s = 15,40 cm^2 = sección total de armadura.

f_{cd} = 150 = resistencia de calculo del hormigón.

f_{yd} = acero ordinario = 2400 Kp/ cm^2

Solución:

Despejando la formula [12], y sustituyendo valores, queda así:

$$A_c = (a * b) = \frac{N_u - A_s * f_{yd}}{0,85 * f_{cd}} = 1435 \text{ cm}^2$$

Se puede elegir a y b, ejemplo 22x66 cm^2

[Mas Publicaciones](#) | [Sala de Prensa - Noticias](#) | [Testimonios](#) | [Página de Inicio](#)

- 6. Sabiendo que los pilares de hormigón armado trabajan a la compresión más que a la tracción, determinar la sección de la armadura (As) de un pilar sabiendo que su sección de hormigón es de 2400 cm² (32x75), mediante la cuantía mínima de 1 por 100 exigida por el criterio del código ACI Americana.**

Datos:

$$A_c = 2400 \text{ cm}^2$$

$f_{cd} = 150$ = resistencia de calculo del hormigón.

f_{yd} = acero ordinario = 2400 Kp/cm²

Solución:

$A_s = 2400 \times 0,01 = 24 \text{ cm}^2$, que puede ser distribuida en 12 barras de diámetro 16 mm

- 7. Utilizando la formula [14], de la compresión simple, determinar la Carga axial del esfuerzo de compresión, en el estado ultimo de agotamiento, Que un pilar puede soportar. Armadura de acero deformada en frio. Los datos de son los siguientes:**

Datos:

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$h = 60 \text{ cm}$$

As = 15 cm² = sección total de armadura.
fcd = 150 = resistencia de calculo del hormigón.
fyd = acero ordinario = 2400 Kp/cm²

Solución:

$$Nu = 0,85 * b * h * fcd + 0,95 * As * fyd = 225,45 \text{ toneladas}$$

8. Mediante la formula [21], de la compresión simple, determinar la Carga axial del esfuerzo de compresión, en el estado ultimo de agotamiento, Que una columna circular puede soportar. Los datos de son los siguientes:

Datos:

d.e = Diámetro de la columna y de calculo = 90 - 5 = 85 cm
d' (2,5+2,5 = 5 cm)
Ace. = 5674,5 cm² = área de la sección neta del núcleo de hormigón. (ver fig.4)
As. 60 cm² = área total de la armadura longitudinal.
At = 0,50 cm³ = volumen de la armadura transversal, por unidad.de longitud de la pieza.
fcd = 150 = resistencia de calculo del hormigón.
fyd = 2400 Kp/cm² = resistencia de cálculo de la armadura longitudinal
fyt,d = 2400 Kp/cm² = resistencia de cálculo de la armadura transversal.

Solución:

Nu. = esfuerzo axil de agotamiento.

$$Nu = 0,85 * Ace * fcd + As * fyd + 1,5 * At * fyt, d = 869,30 \text{ toneladas}$$

9. Determinar la sección de la armadura (A_s) de un pilar sabiendo que el esfuerzo de compresión es de 60 toneladas y su sección de hormigón es de 800 cm^2 (20x40). Utilizar la formula [3]

Datos:

$N = 60$ toneladas

$A_c = 800$ cm^2

$n = 15$ = coeficiente de equivalencia.

$\sigma_{c, adm} = 67,50$ Kg/cm^2

$f_{cd} = 150$ = resistencia de calculo del hormigón.

f_{yd} = acero ordinario = 2400 Kp/cm^2

Solución:

$$A_s = \frac{1}{n} * \left(\frac{N}{\sigma_{c, adm}} - A_c \right) = 5,92 \text{ cm}^2$$

10. Utilizando el ejercicio anterior N° 9, Determinar la tensión del hormigón, aplicando la misma formula y los mismos datos.

Solución:

Despejando la formula y sustituyendo valores, queda así:



Publicaciones de Estudiantes

Mas Publicaci
Sala de Prensa
Testimonios

$$\sigma_c = \frac{N}{A_c + n * A_s} = 67,5 \text{ kg/cm}^2$$

2ª. FASE – (CURRICULUM DESIGN)

Name: BOUGHRARA Abderrahman

Student ID: UAD6054HCI12393

LISTA REVISADA POR MI PROPIA CUENTA AL VALOR DEL DOCUMENTO

- Yo tengo una página de cobertura similar al ejemplo de la página 89 o 90 del Suplemento.
- Yo incluí una tabla de contenidos con la página correspondiente para cada componente.
- Yo incluí un abstracto del documento (exclusivamente para la Tesis).
- Yo seguí el contorno propuesto en la página 91 o 97 del Suplemento con todos los títulos o casi.
- Yo usé referencias a través de todo el documento según el requisito de la página 92 del Suplemento.
- Mis referencias están en orden alfabético al final según el requisito de la página 92 del Suplemento.
- Cada referencia que mencioné en el texto se encuentra en mi lista o viceversa.
- Yo utilicé una ilustración clara y con detalles para defender mi punto de vista.
- Yo utilicé al final apéndices con gráficas y otros tipos de documentos de soporte.
- Yo utilicé varias tablas y estadísticas para aclarar mis ideas más científicamente.
- Yo tengo por lo menos 50 páginas de texto (15 en ciertos casos) salvo si me pidieron lo contrario.
- Cada sección de mi documento sigue una cierta lógica (1,2,3...)
- Yo no utilicé caracteres extravagantes, dibujos o decoraciones
- Yo utilicé un lenguaje sencillo, claro y accesible para todos.
- Yo utilicé Microsoft Word (u otro programa similar) para chequear y eliminar errores de ortografía.
- Yo utilicé Microsoft Word / u otro programa similar) para chequear y eliminar errores de gramática.
- Yo no violé ninguna ley de propiedad literaria al copiar materiales que pertenecen a otra gente.
- Yo afirmo por este medio que lo que estoy sometiendo es totalmente mi obra propia.
- Yo confirmo que me comprometo a publicar el presente trabajo; una vez que sea aprobado por **AIU**.