

-ESTABILIDAD DE LAS CONSTRUCCIONES I- INTRODUCCIÓN AL CONOCIMIENTO DEL MATERIAL ESTRUCTURAL HORMIGÓN ARMADO



“La forma es un lenguaje, y ese lenguaje debe sernos inteligible; estamos ansiosos de inteligibilidad y, por lo tanto, de expresión. Parte del desasosiego moderno se debe a la ausencia de expresividad legítima, a que nos rodean cosas que ostentan un hermetismo que es la negación de lo que supondría la fraternidad que damos por supuesta y que naturalmente debería leerse en la obra del hombre en el espacio”.

Eladio Dieste

1. hormigón armado convencional, hormigón armado de alto desempeño

1.1.- HORMIGÓN ARMADO CONVENCIONAL

El **hormigón armado** es un material heterogéneo, formado por hormigón y armadura de acero. El **hormigón** es un material formado por cemento, áridos, y agua, y en el que, en general, actualmente, entra un cuarto componente, los aditivos. Con componentes naturales, sin procedimiento industrial mediante, se usó en la antigüedad, particularmente, por los romanos. Después de la declinación del Imperio, el arte de su fabricación parece haberse perdido, no habiendo signos de resurrección, hasta el siglo diecinueve. En 1824, después de varios años de experimentos, o pruebas, un albañil de Yorkshire, Joseph Aspdin, tuvo éxito al producir cemento artificial mezclando apropiadamente piedra caliza y arcilla, calentando luego la mezcla hasta la calcinación. Le llamó Cemento Portland por la similitud de color y textura del producto obtenido, con piedra común, típica, conocida en Portland. El Cemento Portland es la base del desarrollo del hormigón armado como moderno material estructural.

Cemento Portland.- Se obtienen a partir del llamado clinker, más yeso natural. El clinker es una mezcla íntima, artificial, de piedra caliza y arcilla. Esa mezcla es calcinada (1400 a 1500 °C), consiguiendo la combinación total de sus componentes. Los elementos esenciales resultantes son: el silicato tricálcico ($3 \text{ CaO}, \text{SiO}_2$), el silicato bicálcico ($2 \text{ CaO}, \text{SiO}_2$), el aluminato tricálcico ($3\text{CaO}, \text{Al}_2\text{O}_3$), y el ferrito aluminato tetracálcico ($4 \text{ CaO}, \text{Fe}_2\text{O}_3, \text{Al}_2\text{O}_3$). Esencialmente los tres primeros son los responsables de las resistencias mecánicas que desarrolla el material, y los dos últimos, que tienen un papel menor en ese sentido, tienen si un papel esencial en la cocción del cemento en su producción industrial. No ingresamos al papel que tiene cada uno de esos elementos, en el fraguado primero y en la evolución del endurecimiento, luego.

Aparecen como elementos secundarios, la cal libre (CaO), la magnesia libre (MgO) y sulfatos (SO_2), además de álcalis más otras sustancias que aparecen en cantidades muy pequeñas. La cal libre es atacable por las aguas puras, ácidas y carbonatadas, de manera que si no está limitada la cantidad de cal libre, se obtiene cemento no estable ni durable. La cal y la magnesia libre, son expansivos y su exceso puede incidir en la aparición de patologías. Los álcalis provienen de las materias primas de la fabricación del cemento, en general de las arcillas. Algunos tipos de áridos dan lugar a compuestos expansivos perjudiciales sobre la relación (adherencia) entre la pasta y el árido. El yeso juega un papel fundamental para la regulación del proceso del fraguado, tiene una misión fundamental en cuanto a fijar el aluminato tricálcico, pero de él provienen sulfatos, (SO_2), que da lugar a efectos expansivos perjudiciales, y a una disminución de la resistencia de los cementos y hormigones. Por todo ello estos elementos secundarios deben estar debidamente controlados en cuanto a la cantidad en que aparece en los cementos, y esos límites los recogen los pliegos y normativas para la fabricación de los cementos. El anhídrido carbónico del aire y la humedad hacen que la cal libre se hidrate y se carbonate, por ello es importante que el cemento se guarde antes de ser usado, en lugares acondicionados evitando la presencia de humedad, y de corrientes de aire húmedo.

Hormigón.- La elección de áridos, del tipo de agua a ser usada y las especificaciones de aditivos a usar, si fuera el caso, merece un estudio detenido ante cada hormigón que se proyecte. Ver la bibliografía al respecto, no nos detenemos en ello.

Las resistencias mecánicas, la estabilidad y la durabilidad están íntimamente relacionadas con la homogeneidad y la compactación, y estas dos características, estrechamente unidas, dependen del proyecto de hormigón, de la dosificación prevista, de la granulometría de áridos y de la adecuada tecnología empleada en su fabricación y manejo (en especial, tecnología de encofrado, de vertido, de vibrado y de curado) . La compactación está gobernada fundamentalmente por la relación árido/cemento y por la relación agua/cemento.

Los aditivos que se acercan a los ideales son algunos plastificantes y fluidificantes, que inciden favorablemente en casi todas las propiedades del hormigón y prácticamente no tienen efectos secundarios desfavorables. Los aditivos inclusores de aire y los aceleradores de fraguado son los que más problemas pueden presentar. En todos los casos debe estudiarse rigurosamente el uso de aditivo en cada caso.

Una de las patologías frecuentes es la corrosión del hormigón. La causa más común es la corrosión química debido a gases contenidos en la atmósfera. La combustión de los derivados del petróleo empleados con fines domésticos, de transporte o industriales, producen contaminación atmosférica con gases carbónicos y sulfúricos (CO_2 , SO_2). Estos gases, estarán en contacto con la superficie del hormigón y en presencia de la humedad del ambiente, se transforman en ácido carbónico o sulfúrico, y pueden terminar a lo largo del tiempo, por producir una corrosión y por ende degradación del material. En muchas ocasiones la corrosión del hormigón va unida a la de las armaduras, en estos casos la destrucción del hormigón se acelera enormemente.

Las aguas salinas en contacto con la estructura y los áridos de playa mal lavados, de ser usados en el hormigón, son un factor de introducción directa de cloruros en la masa del hormigón. Las patologías más comunes, vinculadas con la degradación por cloruros, está, sin embargo, ligada a los ambientes marinos actuando sobre hormigones ya construidos, poco compactos, o con poco recubrimientos, y la penetración es por el aire contaminado con las sales marinas.

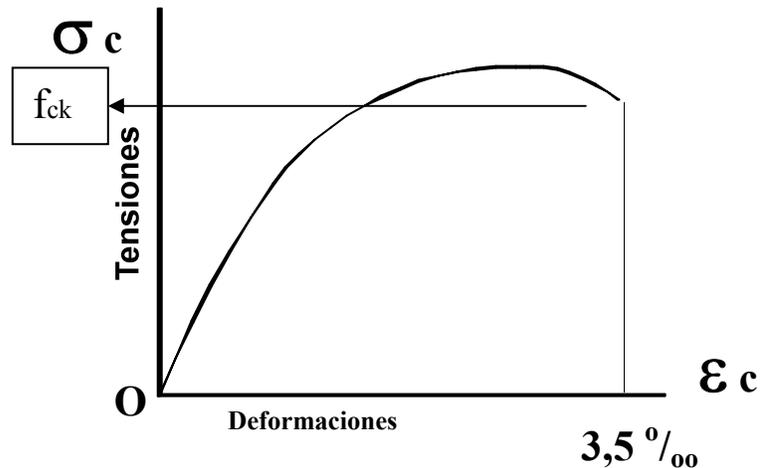
Carbonatación o corrosión de armaduras por cloruros, contaminación ciudadana, y/o, ambiente marino, ambos factores son los desencadenantes de las patologías más comunes. La prevención es el diseño, el diseño del hormigón a usar, el diseño formal de las piezas, los adecuados recubrimientos del acero, la buena compactación y el curado adecuado, son los factores esenciales a considerar.

Caracterizaremos al hormigón, por su resistencia característica (f_{ck}) definida en ensayos normados con probetas cilíndricas de 15cm de diámetro y 30cm de altura, ensayadas a compresión a los 28 días. -La definición estadística necesaria se da luego -. Trabajamos suponiendo que la resistencia a compresión simple del hormigón es f_{ck} , y usamos como valores $f_{ck} = 150, 200, 250, 300, 350, 400, \text{ y } 450 \text{ daN/cm}^2$. Esos no son los límites normativos, (revisar la norma UNIT al respecto), pero consideramos conveniente no trabajar en principio con valores inferiores a 150, en razón de la relación directa que existe entre la

capacidad resistente del hormigón y su longevidad, y evitamos también valores muy altos, menos comunes en estos momentos.

La curva tensión – deformación, del laboratorio, es del tipo de la representada en la figura siguiente. A los efectos del análisis se la va a asimilar a un tramo de parábola de segundo grado, desde el origen hasta el vértice de la parábola, continuando con un tramo recto, como veremos luego.

Gráfico de tensiones-deformaciones del hormigón



Consideramos en principio como nula, la capacidad resistente del hormigón a tracción, por ser esta muy baja.

ACERO:

Armaduras.- Son barras de acero lisas, o corrugadas para el aumento de la adherencia del acero con el hormigón. Los diámetros nominales normativamente, pertenecen a la serie: 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 28, 32, 40, mm.

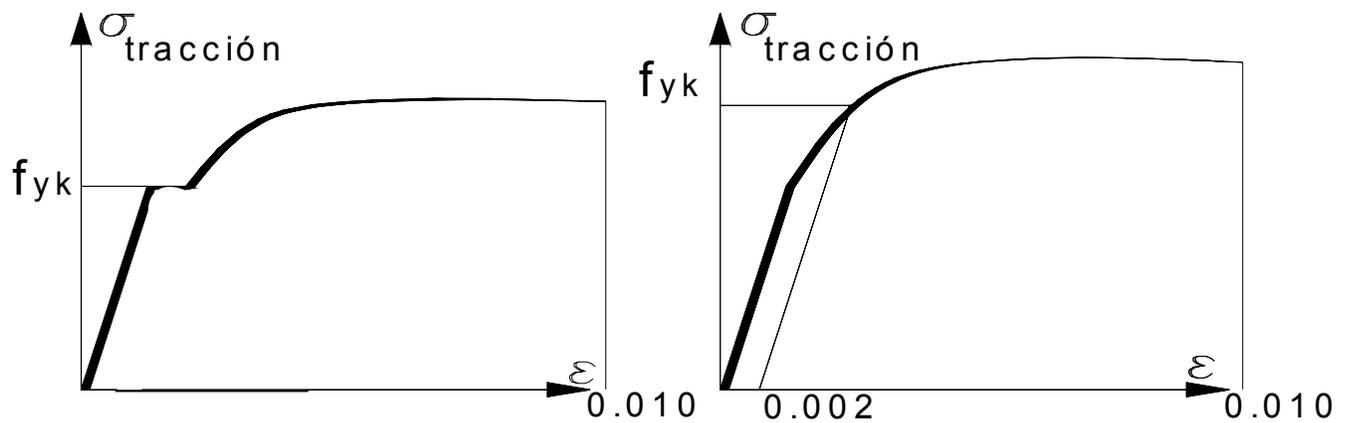
La capacidad resistente del acero está en función de su composición química, y de su eventual tratamiento en frío posterior. De acuerdo a su composición tenemos aceros de límite de fluencia 2200, 4200 o 5000. Pero estos últimos valores también se obtiene por estirado en frío de aceros, que pierden así su zona de cedencia, o fluencia, por lo que la definición de límite de fluencia f_{yk} en este último caso, tiene una definición convencional.

Barras lisas. Estos aceros se designan por:

grado AL 220 límite de fluencia 2200 dan/cm².
 grado ADM 420 límite de fluencia 4200 dan/cm².

Barras conformadas. Estos aceros se designan por:

grado ADN 420 límite de fluencia 4200 dan/cm².
 grado ADN 500 límite de fluencia 5000 dan/cm².
 grado ADM 420 límite de fluencia 4200 dan/cm².
 grado ADM 500 límite de fluencia 5000 dan/cm².



La patología más común asociada a la armadura es la oxidación. El proceso más común se da por la presencia de aire húmedo y se ve favorecido si el medio en que se desarrolla es de tipo ácido. En presencia de sulfatos, carbonatos o cloruros, contaminantes de la atmósfera, se produce un lavado de la cal. Por ejemplo, el CO_2 atmosférico, produce la carbonatación de esta cal, de esta forma la basicidad del hormigón disminuye y el pH desciende a valores próximos del límite 8. La penetración del CO_2 será tanto mayor cuanto más permeable sea el hormigón. El hormigón con un pH bajo, del orden de 8, es un medio propicio para que se produzca la corrosión de las armaduras, especialmente, si el ambiente es húmedo y/o salino. La principal causa de descenso de la basicidad del hormigón, es la carbonatación antes dicha. La corrosión de las armaduras tiene lugar en la interfase entre el hormigón y el acero. En un hormigón compacto, bien cerrado y con recubrimientos adecuados, las armaduras permanecen perfectamente protegidas. Cuando el pH es del orden de 10 o mayor no ocurre la oxidación, aún con compactaciones débiles. En ambientes poco húmedos, y no salinos las exigencias de compactación y de recubrimientos amplios, puede ser menos exigente.

Teniendo el hormigón buena resistencia a los esfuerzos de compresión y escasa resistencia a los esfuerzos de tracción, y siendo el acero altamente resistente a ambas sollicitaciones, la inclusión de varillas de acero en el hormigón, convenientemente dispuestas, permite las amplias posibilidades del hormigón armado como material estructural.

1.2.- HORMIGÓN DE ALTO DESEMPEÑO (CAD)

(Fuente: "V CONGRESO IBEROAMERICANO DE PATOLOGÍA DE LAS CONSTRUCCIONES")

Hasta ahora nos hemos referidos al hormigón convencional, y hablamos entonces de resistencias características entre 150 y 500 daN/cm^2 , asociado a los componentes tradicionales, cemento portland, agua y áridos. Eventualmente mencionamos la posibilidad de la incorporación de aditivos en forma limitada, que puede acelerar o retardar el fragado, mejorar la trabajabilidad, etc., sin modificar esencialmente las características del material.

Debemos ahora decir algo sobre los hormigones de alto desempeño, a pesar de que aún no han desembocado en la práctica de nuestro medio.

En Francia y con la patente Fouilloux, desde 1951 se produce cemento puzolánicos, explotando los mejores comportamientos que estos cementos tenían ante la agresión de aguas agresivas o ambientes agresivos. Se conseguían resistencias altas pero no mayores de 500 o 600 daN/cm^2 . En los últimos veinte años el estudio (y uso) de estos hormigones ha tenido un desarrollo extraordinario. Diversos aditivos puzolánicos, son estudiados por los beneficios funcionales, que se obtiene con su empleo. Ellos han dado lo que se llama hormigones de alto desempeño, por sus altas resistencias, su durabilidad, y su resistencia a la agresión de los agentes químicos tradicionales. Esos aditivos son derivados de arcillas, o

derivados de la industria del metal, como escoria de altos hornos o cenizas volantes de la industria, otros son cenizas de cáscaras de arroz, y otros, cenizas volcánicas. Químicamente son "puzolanas" altamente reactivas:

MATERIAL	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	Alcalis	Pérdida al fuego
Sílice activa de la industria Silicio-metálica	94.00	0.06	0.03	0.50	1.10	0.10	2.50
Sílice activa de la industria Hierro-silicio	90.00 83.00	1.00 2.50	2.90 2.50	0.10 0.80	0.20 3.00	2.20 2.30	2.70 3.60
Ceniza de cáscara de arroz	92.15	0.41	0.21	0.41	0.45	2.39	2.77
Metacaolín	51.52	40.18	1.23	2.00	0.12	0.53	2.01

(tomado de los materiales del "V CONGRESO IBEROAMERICANO DE PATOLOGÍA DE LAS CONSTRUCCIONES")

Usamos el término puzolana en su sentido amplio. Originalmente la palabra nombró a las cenizas volcánicas (de la región de Italia, Puzzoles), pero nombra también a otros elementos con similar composición química, como los de la tabla. Los cuatro tipos de aditivos tienen semejanzas, pero también diferencias importantes. Los cuatro, son sometidos a tratamientos térmicos para su uso (combustión controlada) y a un control de la "finura" del molido.

La gran actividad química y física de estos elementos, deriva de dos factores, la estructura no cristalina y su comportamiento químico derivado, y la gran área específica consecuencia de la finura del molido.

La adición al cemento portland, de puzolanas (hasta en un 50%), altamente reactivas puede influir en muchas de las propiedades de los hormigones; algunas de estas propiedades son favorecidas por los efectos físicos asociados con el tamaño de las partículas, generalmente mas finas que las del cemento portland, otras por efecto químico puzolánico, y otras por la acción conjunta de los dos fenómenos. Entre los fenómenos resultantes está la combinación química con el agua libre de la masa, agua que se ve disminuida significativamente. Entre los efectos favorables obtenidos, podemos señalar los siguientes: disminuye la permeabilidad, mejora la resistencia del hormigón (600 a 1000 daN/cm² de resistencia característica, como valores normales), mejora la capacidad de resistencia al ataque de ácidos, de sulfatos, y de álcalis; mejora significativamente los valores de adherencia acero-hormigón, mejora la trabajabilidad, etc. En síntesis, por una parte, aumenta la capacidad resistente de la pieza. Mayores resistencias y mejor adherencia hormigón-acero, permitirá trabajar con aceros de alta resistencia, hasta ahora no utilizables en hormigón armado. Y por otra parte, aumenta la longevidad, evitando patologías tempranas. Pero debe controlarse la carbonatación (profundidad de) que químicamente, puede verse incrementada por el agregado de las puzolanas a que nos venimos refiriendo. Esta carbonatación, desarrollada desde la superficie de contacto del hormigón con la atmósfera hacia el interior, es como dijimos, una amenaza de corrosión para las armaduras. Químicamente, las puzolanas pueden llegar a tener una acción negativa, físicamente, la disminución de la porosidad y la permeabilidad, son en cambio favorables, lográndose un efecto global absolutamente favorable, como lo demuestran los ensayos.

Por supuesto que estas técnicas, si bien están en uso en el mundo, se está en proceso de investigación, y merece en ese sentido la atención académica de la UdelaR, de la mano de la amplia producción de arroz de nuestro país, y de la existencia de arcillas adecuadas para la explotación del caolín, no tanto de los residuos de los hornos de la industria, o de las cenizas volantes, que tienen importancia económica y ecológica mas allá de las propiedades del hormigón que se obtiene, pero con peso en países de fuerte presencia industrial, en especial metalúrgica, y no en el nuestro. En nuestro medio debe pensarse en dosificaciones

de caolín y cenizas de cáscaras de arroz, como aditivos para la obtención de CAD nacionales.

El desarrollo de las tecnologías del hormigón, de sus modelos de cálculo, de las tecnologías del pre y post tensado, etc., exigen un mayor desempeño del material, lo que está siendo respondido por estos hormigones CAD, que darán estructuras de mejor desempeño y mas esbeltas desde el punto de vista del diseño, pero por ahora continuamos nuestra exposición en el marco del hormigón convencional.

2.- hormigón armado convencional

2.1. Características

El trabajo conjunto del hormigón y las armaduras de acero está determinado por la combinación ventajosa de las propiedades físico-químicas de estos materiales.

Fenómenos físicos esenciales que permiten la existencia del hormigón armado son:

1. Durante el fraguado, el hormigón comprime al acero, produciéndose una fuerte adherencia entre ambos materiales. Una vez concluido el fraguado, y lo fundamental del proceso siguiente de endurecimiento, al ser cargadas las unidades funcionales, estos materiales, hormigón y acero, se deforman conjuntamente.
2. El hormigón bien dosificado protege las armaduras de acero colocadas en él, contra la corrosión y de los ataques químicos en general.
3. No hay reacciones químicas desfavorables entre ambos materiales.
4. Desde el punto de vista formal, el hormigón toma la forma del molde, (encofrado) en que lo vertemos.

Una construcción en hormigón armado puede formar un conjunto de un solo elemento; las unidades de la estructura son eminentemente solidarias y sus uniones pueden ser de la rigidez deseada. Una obra de hormigón armado puede llegar a resistir esfuerzos importantes accidentales, tales como esfuerzos dinámicos o imprevistas variaciones de las sobrecargas, sin desórdenes graves.

2.2. Acero

Se usan diferentes tipos de acero para el hormigón armado, aceros de dureza natural, y/o, deformados en frío, en cada caso, de mayor o menor capacidad resistente.

Acero Natural

No tienen tratamiento posterior a la laminación. Cuando se somete una probeta de acero **natural**, de sección A y de longitud ℓ a un esfuerzo de tracción F , la probeta, sometida a una tensión se alarga y su longitud se transforma en $\ell + \Delta\ell$, tal como lo vimos antes.

$$\sigma_s = \frac{F}{A}$$

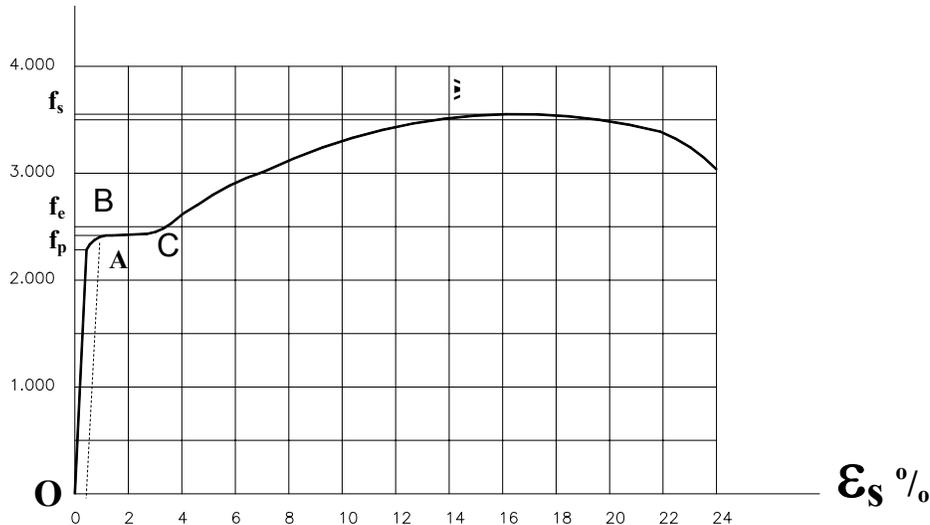
Llamamos alargamiento unitario al cociente: $\epsilon_s = \frac{\Delta l}{l}$

Si se llevan sobre un gráfico los resultados de la experiencia, - tal como lo hacíamos para los perfiles de acero - se obtiene para estos aceros, una curva similar,

$\sigma_s = f(\epsilon_s)$, con el diagrama representado siguiente:

σ_s daN/cm²
de obra

Gráfico de tensiones-deformaciones del acero de dureza natural (el “redondo liso” en lenguaje común), en tracción:



ACERO

Entre los puntos O y A, el diagrama está formado por una recta σ_s es proporcional a ϵ_s .

$\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s$, obedeciendo estrictamente a la ley de Hooke, y siendo E_s el Módulo de YOUNG, o de elasticidad longitudinal.

La experiencia demuestra que el valor de E_s es prácticamente constante cualquiera sea el tipo de acero utilizado y es muy aproximadamente:

$$E_s = 2.100.000 \text{ daN / cm}^2$$

El valor f_p de la curva σ_s correspondiente al punto A es el límite de proporcionalidad que marca el fin de la proporcionalidad dentro del período elástico.

Este valor de f_p varía con los distintos tipos de acero. Si se aumenta la fuerza F más allá del valor correspondiente al punto A, se constata una pequeña curva ascendente que termina en un punto B llamado límite elástico, a partir del cual comienzan a existir deformaciones remanentes. Es tan pequeña esta zona del diagrama que se supone inexistente, haciéndose coincidir los puntos A y B. Aparece después una zona B-C de grandes alargamientos a tensiones prácticamente constantes, es decir, un escalón horizontal

(**escalón de plasticidad**) a la altura del límite elástico aparente **fe**. Llega hasta una

deformación $\varepsilon = \frac{f_{yd}}{E_s}$ (del orden del 2 ‰ o mayor), y a partir de ahí, el diagrama se curva en

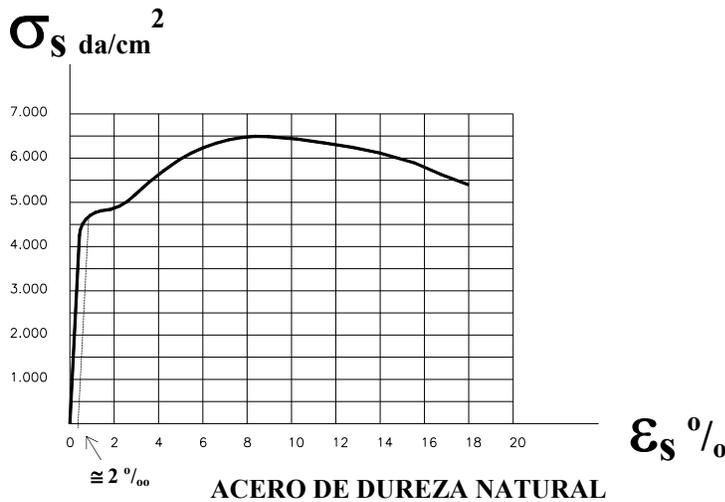
forma creciente, con grandes alargamientos, hasta llegar a una tensión máxima o tensión de rotura **fs**. En este momento aparece la estricción (disminución de la sección), importante, en las probetas de ensayo.

Más allá de este valor, continúa el diagrama con valores decrecientes de la tensión, hasta un valor final llamado tensión última (o carga unitaria última) al que corresponde la rotura física de la probeta de ensayo, con separación en dos trozos. La rama descendente corresponde al intervalo comprendido entre el comienzo de la estricción y la rotura de la probeta.

Acero de Resistencia alta para h.a. convencional

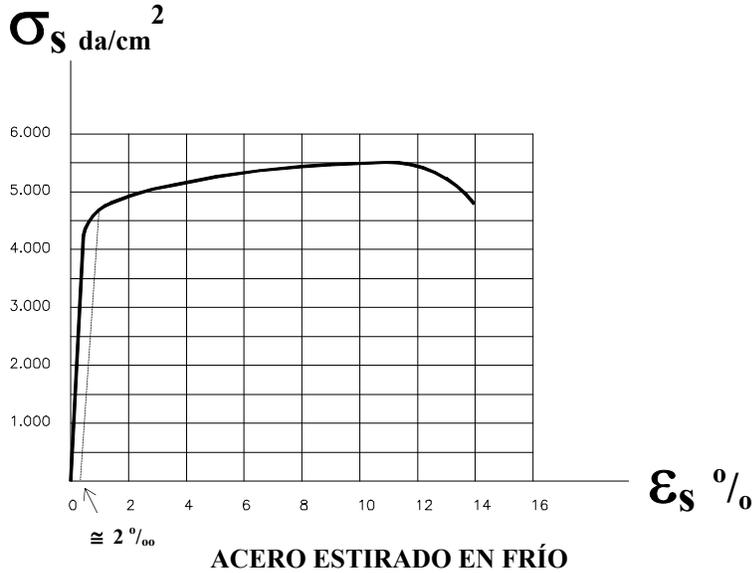
La elevación del límite elástico se puede conseguir por dos procedimientos distintos: mediante una adecuada composición química del acero o mediante tratamientos físicos posteriores a la laminación.

Para el caso de aceros de dureza natural, se eleva la proporción de carbono, lo que aumenta la resistencia a la vez que se añaden cantidades adecuadas de otros elementos, fundamentalmente manganeso y silicio.



Estos aceros se laminan en caliente igual que los ordinarios pero imprimiéndoles resaltos para mejorar la adherencia.

También pueden deformarse, estirarse y torsionarse, en frío barras de acero ordinario o de acero de dureza natural, controlando cuidadosamente las variables del proceso. Este trabajo mecánico produce una elevación de las características resistentes (límite elástico y tensión de rotura) y una disminución de las plásticas (alargamiento y aptitud para el doblado). Se obtienen así los aceros endurecidos por deformación en frío.

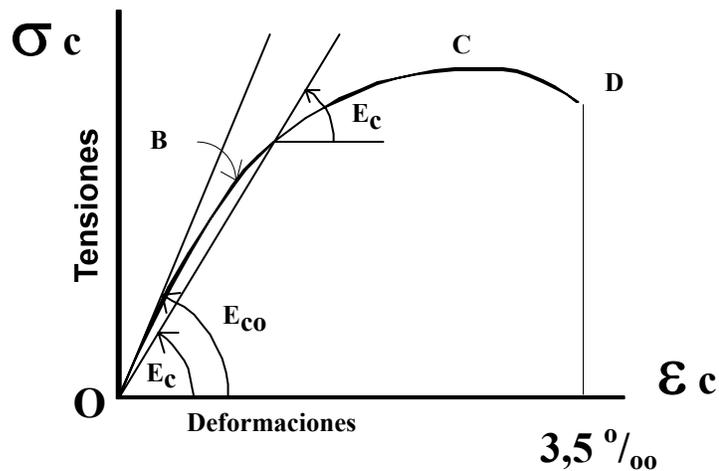


La diferencia entre ambos tipos se pone de manifiesto en el diagrama tensión-deformación. Los aceros de dureza natural conservan el escalón de cedencia, tanto más corto cuanto más resistentes sean. Los endurecidos en frío pierden dicho escalón mostrando un diagrama curvilíneo continuamente creciente hasta la rotura. Se toma un límite elástico convencional, correspondiente a una deformación remanente del 2 ‰.

2.3.- Hormigón

El diagrama tensión-deformación del hormigón presenta una curva inicial creciente y otra final descendente.

Gráfico de tensiones-deformaciones del hormigón



Módulo de deformación longitudinal del hormigón

No siendo el hormigón un cuerpo elástico, no cabe, en rigor, hablar de módulo de elasticidad sino de módulo de deformación longitudinal, el cual no tiene un valor constante en el diagrama $\sigma_c - \varepsilon_c$ dada la curvatura del mismo.

Se distinguen los siguientes conceptos.

Módulo tangente

Su valor es variable en cada punto y viene medido por la inclinación de la tangente a la curva

$$E_c = \frac{d\sigma}{d\varepsilon}$$

Módulo secante

También llamado módulo de deformación, cuyo valor es variable según el punto de la curva y viene medido por la inclinación de la recta que une el origen con dicho punto.

$$E_c = \frac{\sigma}{\varepsilon}$$

Módulo inicial

También llamado módulo de elasticidad en el origen, que corresponde a tensión nula en cuyo caso coinciden el módulo tangente y, el secante. Viene medido por la inclinación de la tangente a la curva en el origen.

Módulo para cargas de servicio - anteproyecto -

Cuando se trata de determinar deformaciones para cargas próximas a las de servicio en una estructura, que producen tensiones en el hormigón del orden del 40 % de la de rotura como máximo, se puede adoptar como módulo de elasticidad un valor constante para cada tipo de hormigón y humedad ambiente, igual o algo menor que el módulo de elasticidad inicial del diagrama.

$$E_{cm} = 19000 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}} \quad , E_{cm} \text{ y } f_{ck}, \text{ en daN/cm}^2 \text{ (decaNewtons por cm}^2\text{)}.$$

E para anteproyecto y para análisis con cargas de servicio	f_{ck} (daN/cm²)
$E_{cm} = 19000 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}}$ daN/cm ²	
270 000	200
300 000	250
330 000	300

Cuando existe en el material una deformación longitudinal se produce una transversal de signo opuesto, - si se alarga longitudinalmente, se comprime transversalmente - y viceversa. El hormigón guarda una proporcionalidad entre estas deformaciones caracterizada por el módulo adimensional, de Poisson, μ que adquiere valores diferentes en función de la tensión del material, para cargas de servicio su valor está entre 0.15 y 0.20. Usaremos $\mu = 0.15$, para cargas de servicio, cuando debamos usarlo en análisis de losas.

RETRACCIÓN DEL HORMIGÓN

Durante el proceso de fraguado y endurecimiento, el hormigón contrae el volumen y a este fenómeno llamamos retracción. La esencia del fenómeno es compleja, la pérdida paulatina de agua puede definirse como la causa de la retracción. A la contracción del hormigón se opone la armadura, las piezas sufren compresiones en el centro de la pieza y tracciones en la periferia, superficiales. Esto produce fisuración superficial y tensiones remanentes internas. La estimación del acortamiento por retracción debe hacer intervenir una serie numerosa de variables, humedad relativa, dosificación y granulometría del hormigón, armaduras diámetros y su distribución, dimensiones de la pieza, etc.

0,25 - 0,3 mm por metro, es una estimación simple de ese acortamiento, que no toma en cuenta todas las variables de la retracción, y que permite tener una idea primaria de la magnitud de la contracción (ver la norma).

Si bien la retracción se extiende durante 2 y hasta 3 años, los primeros días y el primer día es determinante en el desarrollo de patologías asociadas a la retracción.

El ambiente seco y caluroso favorece la retracción, la adecuada tecnología de curado del hormigón, y la realización de juntas si fuera necesario, son medidas adecuadas para mantener limitado el fenómeno. Siempre es conveniente disponer armaduras repartidas de pequeños diámetros, que logren que la zona superficial del hormigón esté debidamente "cosida". Estribos, armadura de piel, mallas para muros, etc., suelen cumplir este objetivo.

FLUENCIA DEL HORMIGÓN

Si se aplica una carga a una pieza de hormigón (imaginemos una viga para fijar ideas), se obtiene una deformación instantánea, si la carga se mantiene durante un tiempo prolongado y se vuelve a medir la deformación, se comprueba que esta ha aumentado. Esta deformación diferida en el tiempo ante carga permanente es la llamada **fluencia** del hormigón. Este fenómeno no es exclusivo del material hormigón, pero es especialmente nítido en el hormigón.

Si se mide la deformación en el elemento de hormigón en el mismo momento de aplicarle la carga (carga de servicio), e inmediatamente se retira la misma, se comprobará que el material se comporta elásticamente, recuperando sus dimensiones iniciales. Esta deformación puede catalogarse como instantánea y elástica.

Si la carga se mantiene en el tiempo y en determinado instante se retira, se observa que se recupera una parte de la deformación en forma instantánea (deformación elástica instantánea), con el transcurso del tiempo se recupera otra parte de la deformación (deformación elástica, diferida o de fluencia), y quedará una deformación remanente irrecuperable (deformación residual plástica)

De manera que para cargas de larga duración tenemos que la deformación total tiene una componente elástica instantánea, una elástica de fluencia, y una plástica residual. Por ello decimos que el comportamiento del hormigón es elasto-plástico.

La deformación total ante cargas permanentes puede llegar a ser dos veces la instantánea, a lo que habría que sumar la instantánea debido a cargas de uso o eventuales, en una cuantificación determinada.

"CANSANCIO DEL HORMIGÓN"

Un aspecto asociado al anterior, es el llamado "cansancio del hormigón". Si se rompe una probeta ante una carga aplicada casi instantáneamente, se obtiene un valor de rotura f_c . Si la misma probeta se somete a una carga sostenida en el tiempo, con una carga de $0.85 f_c$ se llega igualmente a la rotura. Es decir la capacidad resistente frente a cargas lentas es menor que frente a cargas "rápidas", y es lo que se conoce como cansancio del material.

El valor de 0,85, como todo coeficiente estimador de un fenómeno, toma diferentes valores para cada caso concreto.

Modelos de verificación y/o diseño de secciones de hormigón armado

Los métodos de cálculo de estructuras de hormigón armado muestran dos caminos:

2.4.- Cálculo Clásico

Durante más de un siglo el Hormigón Armado ha sido calculado con la teoría de las tensiones admisibles, extrapolando las teorías aplicadas a los materiales modelizados como homogéneos. Se determinaban para el hormigón estas tensiones dividiendo la tensión crítica por un coeficiente de seguridad mayor que la unidad (del orden de 3,5 de la resistencia media de rotura del hormigón a 90 días y para los aceros se tomaba el 60 % del límite elástico)

Se calculaban las tensiones de trabajo en los materiales bajo el efecto más desfavorable de las cargas previstas y estas tensiones debían ser inferiores a esas tensiones admisibles. Se supone, entonces, una relación lineal, tensión deformación, y un comportamiento elástico del material hormigón, lo que desconoce el comportamiento elasto-plástico del mismo.

El método suponía aceptar que los únicos factores de seguridad a usar serían los correspondientes a las resistencia intrínseca de los materiales utilizados. Ello hace prácticamente imposible conocer o estimar, la carga que produce el fallo, y por lo tanto, la seguridad real conseguida en cada caso. No se analizaban otras situaciones que pudieran dejar fuera de servicio a la estructura, que no fuera la capacidad resistente.

El método ha sido dejado de lado frente al de los estados límite.

2.5.- Cálculo por método de los Estados Límite

El método toma en cuenta **todos** los factores de seguridad, por separado:

1. La resistencia intrínseca de los materiales, y la incertidumbre estimada para dicha resistencia, para cada material
2. La probabilidad de variación de las cargas permanentes, que se toman.
3. El valor más o menos real de las acciones variables aplicadas (valores estadísticos por función).

4. La incidencia favorable o desfavorable de esas acciones
5. La aproximación en el cálculo de solicitaciones
6. La fisuración.
7. Defectos geométricos en las diferentes dimensiones de la estructura.

Lo hace con un criterio probabilístico, utilizando coeficientes que toman en cuenta la probabilidad de ocurrencia de una situación, la importancia del fallo, etc.

Criterios de Seguridad

Se tomarán en cuenta factores de seguridad “minorando” las tensiones críticas de los materiales y “mayorando” las cargas.

Los valores límite de las tensiones (tensiones de diseño) para el hormigón y el acero resultan de dividir el valor de las tensiones críticas entre un coeficiente $\gamma > 1$ propio para cada material, de acuerdo a sus características resistentes y de fabricación (consideración de la incertidumbre).

Para las cargas, se deberá tomar un coeficiente mayor que la unidad, diferente según sea el nivel de incertidumbre que exista, en la estimación de dichas cargas. Eventualmente el coeficiente podrá ser menor que la unidad, si la carga o el estado de carga, ayudara a la estabilidad. En general deberán usarse un juego de coeficientes, correspondiente, a los distintos tipo de carga. Esta ponderación de las cargas, a efectos de una simplificación, se acepta en nuestra normativa, que se sustituya por un único coeficiente de “mayoración” (1,6). Usaremos especialmente, para nuestros análisis primarios, éste último criterio.

ESTOS PRINCIPIOS BASADOS EN UNA TEORÍA SEMIPROBABILÍSTICA ES LA BASE DEL CALCULO POR " ESTADOS LÍMITES" (E.L.).

Se llaman así a estados particulares, mas allá de los cuales, una estructura deja de cumplir las condiciones para la que ha sido concebida. Se llega al E.L. cuando una condición requerida de una construcción (estabilidad, fisuración, ausencia de rotura) está estrictamente satisfecha y dejaría de estarlo si se modificara desfavorablemente una de las acciones que actúan sobre ella. Se aplica también a cada elemento:

➤ ESTADO LÍMITE ÚLTIMO (E.L.U.).

Corresponde al valor máximo de la capacidad portante de la construcción. Se toman los criterios de seguridad para tomar la distancia normativa del momento del colapso estructural. Se estudia en este estado el equilibrio global, el de las partes (resistencia del material) y la estabilidad de la forma.

➤ ESTADO LIMITE DE SERVICIO (E.L.S.)

Constituye el límite más allá del cual las condiciones normales de utilización no se satisfacen. Se estudian en este estado los siguientes límites:

Límites para la compresión del hormigón.

Tiene por objetivo impedir la formación de fisuras paralelas a la dirección de las tensiones de compresión.

Límites para la apertura de las fisuras.

Se controla la dimensión de las fisuras, para ello se asegura que las armaduras estén bien diseñadas y convenientemente dispuestas en la sección. Una fisuración excesiva termina por dañar las armaduras. Se opta por limitar el ancho de fisuras a valores semejantes a los siguientes:

Ambiente		Límite de ancho de Fisura
I	Elementos interiores ambiente normal	0.3 mm
II	Interior en ambiente húmedo o medianamente agresivo y elementos a la intemperie	0.2 mm
III	Interior o exterior en ambiente agresivo o que debe asegurar estanqueidad	0.1 mm

La determinación del ancho de fisuras es un problema muy complejo, entre otras variables incide la resistencia a tracción del hormigón. Los cálculos no son nunca precisos, teniendo un valor meramente orientador. Para el anteproyecto no necesitamos avanzar en este análisis.

Límites para las deformaciones de los elementos de la construcción.

De este modo se asegura que las deformaciones permanecen dentro de los límites admisibles

CRITERIOS DE SEGURIDAD TOMADO SOBRE LA CAPACIDAD DE LOS MATERIALES

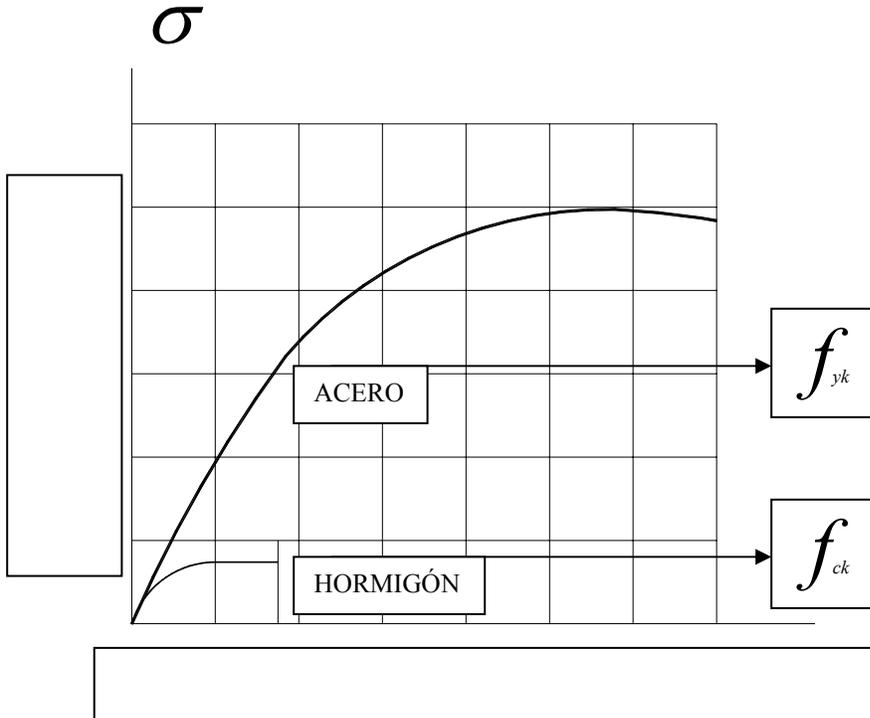
Los criterios de seguridad surgen de tomar como valores representativos de los materiales los llamados valores característicos, que tiene una definición estadística, que, en esencia, procura usar los valores mínimos previsibles no excepcionales. Estadísticamente se define como el cuartil 5 de una muestra, o el valor que da una confianza del 95% de que el valor real será \geq que el característico usado en el cálculo.

Usaremos el subíndice k para identificarlo.

De forma que cuando asumimos una curva de comportamiento resistente, y representamos un valor con un subíndice k estamos hablando de una curva modelo. Para cada material concreto a usar, teniendo una serie de probetas representativas del material, ensayadas las probetas, se obtiene estadísticamente un valor f_{ck} , para el hormigón, o f_{yk} , para el acero, valor representativo de la muestra, con un nivel de confianza de 95%.

En la figura representamos la curva característica para un acero y para un hormigón. Para este último se aproxima la curva real a una parábola rectángulo. El valor característico definido en la curva se establece para una deformación del 2‰.

Para el acero (no tiene escalón de fluencia en el caso representado) la definición es convencional. Para el hormigón queda establecido en el vértice de la parábola.



Dado una muestra de "N" probetas ensayadas, de un hormigón, la definición estadística que no damos, (ver norma UNIT 1050:2001) permite la determinación de la resistencia característica. Si se quiere estimar con un número bajo de probetas como es necesario en obras, se usan "estimadores" apropiados, que surgen de la teoría estadística para pequeñas muestras. Estos estimadores dependen de la dispersión de la muestra, o sea de la mayor o menor uniformidad y homogeneidad del hormigón producido, que depende del procedimiento y los controles que tenga la fabricación en cada caso concreto.

Para ser más gráficos, trabajemos con 6 probetas, que ordenamos en forma creciente según su resistencia a los 28 días: $X_1, X_2, X_3, X_4, X_5, X_6$,

Veamos como ejemplo un estimador histórico, que pienso, ayuda, a tener una medida intuitiva del valor obtenido como estimación.:

$$f_{ck \text{ estim}} = \frac{X_1 + X_2 + X_3}{3}, \text{ (para buena homogeneidad, buenos controles).}$$

Ej.: Se llenan 6 probetas (cilindros de $D=15\text{cm}$, $H=30\text{cm}$), a los 28 días se rompen en una prensa, obteniéndose 6 valores de rotura. Lo mismo se hace para otro hormigón. Tenemos así dos hormigones A y B de los que damos los valores de rotura obtenidos:

HORMIGÓN	PROBETA 1	PROBETA 2	PROBETA 3	PROBETA 4	PROBETA 5	PROBETA 6
A	178	190	201	204	210	217
B	140	160	221	222	225	232

Las dos muestras, que caracterizan los dos hormigones, tienen el mismo valor medio (200), sin embargo en la muestra del hormigón A, se tiene mucha menos dispersión de valores, que en el B. Para la muestra “A”, los valores varían entre 178 y 217, para la muestra “B”, entre 140 y 232.

El hormigón A es claramente mejor que el B.

Estimemos el valor característico en ambos casos:

$$A) f_{ck} \approx \frac{178+190+201}{3} = 190$$

$$B) f_{ck} \approx \frac{140+160+221}{3} = 174$$

La norma UNIT da valores (o estimadores) conservadores (Ver Unit 2051) que son los que deben usarse en control de obra. La norma distingue para muestras de tamaño menor, o mayor o igual a 6.

Si el número de elementos de la muestra N es menor que 6:

$N < 6$; $f_{est} = K_N \cdot x_1$, con K_N , (damos solo una fila de valores; ver la norma),

N	2	3	4	5	6	7	8
K_N	0.88	0.91	0.93	0.95	0.96	0.97	0.98

$$N \geq 6; f_{est} = 2 \cdot \frac{x_1 + x_2 + \dots + x_{m-1}}{m-1} - x_m \geq K_N \cdot x_1;$$

m es N/2, si N es par y (N-1)/2, si N es impar.

Si usamos esta definición para nuestro ejemplo (m=3), obtenemos:

$$A) f_{est} \approx 2 \cdot \frac{178+190}{2} - 201 = 167 \geq 0.96 \cdot 178 = 171; \quad \therefore f_{ck, estimado} = 171$$

$$B) f_{est} \approx 2 \cdot \frac{140+160}{2} - 221 = 79 \geq 0.96 \cdot 140 = 134; \quad \therefore f_{ck, estimado} = 134$$

Lógicamente, debe dosificarse para obtener las características definidas para el hormigón en los recaudos, entre esas propiedades estará siempre la resistencia característica (remitimos a los materiales de la Cátedra de Construcción para profundizar en esta dirección).

Es decir, se proyecta para un hormigón de resistencia característica f_{ck} , determinado, y en obra, deben hacerse ensayos, previos a los llenados, de forma de asegurar que se obtendrá la resistencia característica exigida. Tendremos, por otra parte, una resistencia estimada a partir de las probetas de la obra tomadas en el llenado, para cada amasada y cada lote.

Para precisar los conceptos de amasada y de lote, remitimos a los materiales de construcción o de la norma (UNIT 1050:2001).

Para investigaciones especiales pueden obtenerse una muestra mayor para una determinación fina de los parámetros resistentes.

Determinación precisa: Dada la muestra $f_1, f_2, \dots, f_i, \dots, f_n$, el valor medio es,

$$fm = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} f_i}{n}, \text{ y la "desviación standard" es: } \delta = \frac{1}{fm} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{i=n} (fm - f_i)^2}{n}}$$

A) El valor característico de la muestra será: $f_{ck} = fm(1 - \delta)$.

Veamos el caso concreto del hormigón usado en la obra "El Faro" de la UDELAR (hormigón visto):

-DOSIFICACIÓN EN HORMIGONADO VERTICAL-

Kg/m³ de hormigón:

Pedregullo	970
Arena	800
Cemento	380

Relación en peso aproximada: 2,5 / 2 / 1

Agua: en el entorno de los 180 lts. (Se privilegia la consistencia a obtener frente a la cantidad de litros, en consideración al muy diferente contenido de agua de los áridos, según la humedad ambiente o incluso, la lluvia previa, actuando sobre éstos.)

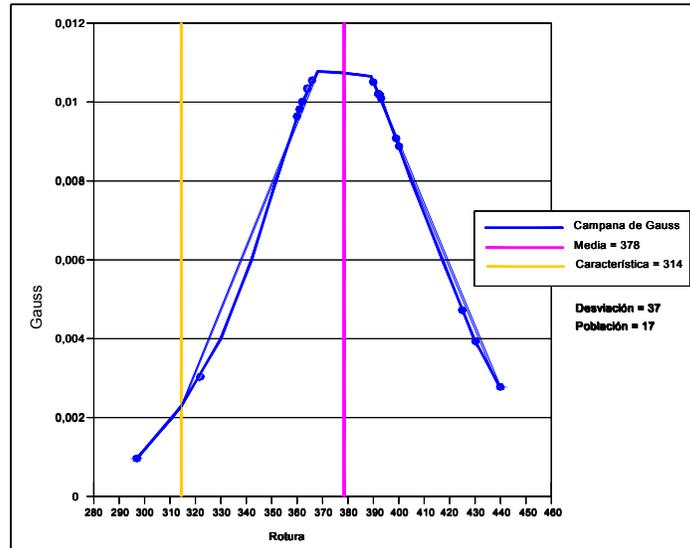
Aditivo plastificante, : 0,9 % del peso del cemento = 3,42 Kg/m³ de hormigón
Incorporador de aire, : 0,04 % peso del cemento = 0,152 Kg/m³ de hormigón

Se realizaron varios hormigones, se ensayaron y se optó por la dosificación definida anteriormente.

Veamos los resultados ensayadas 34 probetas correspondientes a llenado en obra:



Estudio de resistencia a la compresión probetas 15*30



-Dejemos el ejemplo.

Tomaremos valores de diseño para los materiales, resultantes de “minorar”, los valores característicos por factores de seguridad adecuados.

$$\text{Para el hormigón: } f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}. \quad \text{Para el acero: } f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_y}.$$

Coefficientes de Seguridad

Los coeficientes de seguridad serán:

- En E.L.U.:

$$\text{Para el hormigón} \quad \gamma_c = 1,5 \quad f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5}$$

f_{ck} = resistencia característica a los 28 días.

$$\text{Para el acero} \quad \gamma_s = 1,15 \quad f_{sd} = \frac{f_{sk}}{1,15}$$

Damos valores de coeficientes de seguridad a modo indicativo, esos valores pueden variar en función de los controles técnicos que se realicen sobre la producción de cada material. (ver norma UNIT)

Obsérvese que $\gamma_s \ll \gamma_c$, lo que toma en cuenta que dado las características del proceso productivo, la incertidumbre sobre la resistencia a obtener con el hormigón, es mucho mayor que la incertidumbre sobre la resistencia característica del acero que se va a usar, mas allá del tipo de controles que se hagan en cada caso.

- En E.L.S. Se supone a los materiales en período elástico

$$f_{cd} = 0,6 \cdot f_{ck}$$

En resumen:

Nuestro modelo de cálculo en estado límite supone:

- un hormigón con un comportamiento tensión-deformación dado por la parábola rectángulo
- un acero con un comportamiento tensión-deformación dado por el diagrama birrectilíneo
- resistencia de ambos materiales reducidas por respectivos coeficientes de seguridad
- acciones aumentadas en un porcentaje (mayoración) que puede variar de acuerdo al nivel de incertidumbre o imprecisión que presente
- se comprobarán diferentes estados límites

En estas condiciones, dimensionamos para los Estados Límite, lo cual supone un máximo aprovechamiento del material, un margen de seguridad, adecuado, y la posibilidad de estimar la seguridad global real, en cada caso.

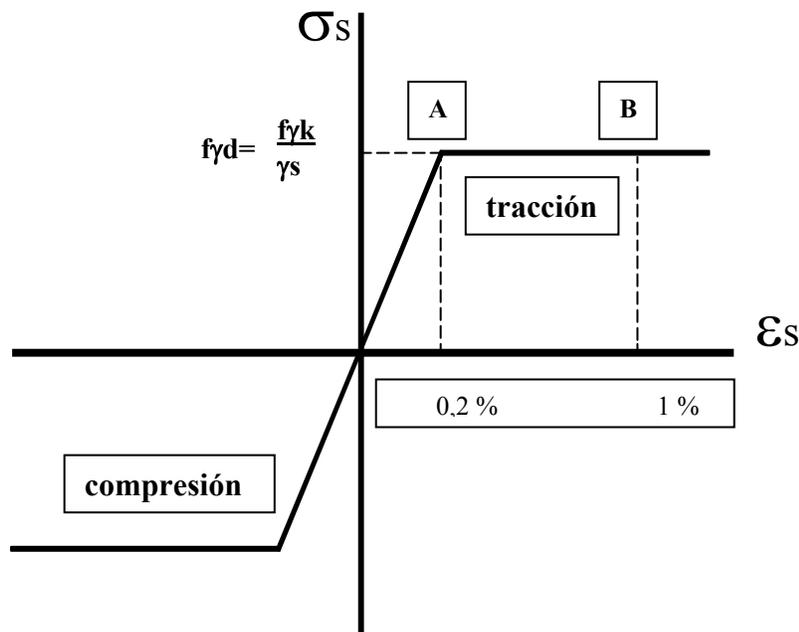
2.5.1. Modelos de Comportamiento teórico del acero y del hormigón

Sobre la base de la observación del comportamiento concreto de las piezas de hormigón armado, se pueden hacer modelos de cálculo que hagan más sencillos el diseño y la verificación sin apartarse de la esencia del fenómeno.

Tanto para el acero como para el hormigón adoptamos diagramas tensión-deformación simplificados, considerando en ambos casos los respectivos coeficientes de seguridad γ_c para el hormigón y γ_s para el acero.

Acero

El diagrama tensión deformación modelo, está compuesto por dos segmentos rectilíneos, el OA, que corresponde al período elástico y el AB, paralelo al eje de deformaciones cuyo valor de ordenada coincide con el límite elástico de diseño, f_{yd} (ver figura 5). El diagrama es similar par la compresión.



ACEROS - Diagrama BIRRECTILÍNEO

El acero se considera agotado para el 10 ‰ de alargamiento.

Para aceros endurecidos por deformación en frío, algunos autores toman el tramo **AB** con una ligera pendiente ascendente.

Hormigón

El diagrama tensión-deformación del hormigón tomado en cuenta en los cálculos será el diagrama de la parábola rectángulo. Consta de un arco de parábola que arranca en el origen de coordenadas y de eje paralelo al de las ordenadas, terminando en el valor de la abscisa igual a 2×10^{-3} y un segmento de recta, tangente a la parábola en su vértice, entre los valores de abscisa 2×10^{-3} y $3,5 \times 10^{-3}$.

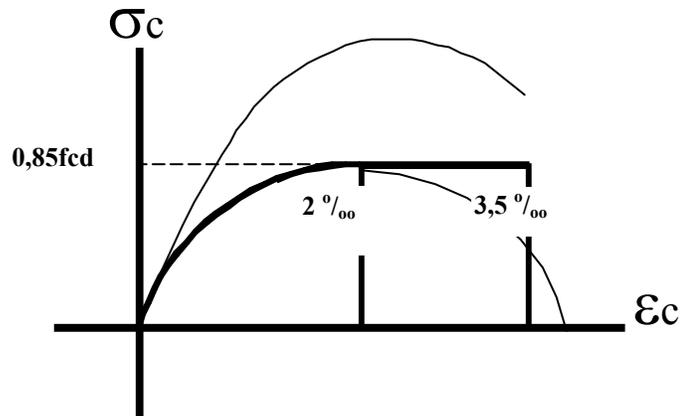
El valor de $3,5 \times 10^{-3}$ corresponde (teóricamente) al agotamiento del hormigón.

El vértice de la parábola (punto donde coinciden la parábola y la recta horizontal), está definido por la ordenada:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}, \quad \text{afectada por la reducción } 0.85$$

Siendo f_{cd} la resistencia a compresión, de cálculo, el factor 0.85, tiene en cuenta el fenómeno de cansancio, diferido en el tiempo, propio del hormigón.

HORMIGÓN - Diagrama PARABOLA-RECTANGULO



3.- pilares (PILARES DE H.A. EN COMPRESIÓN SIMPLE)

DISEÑO PARA EL ANTEPROYECTO

Si consideramos estados de carga que involucran exclusivamente cargas verticales, entonces múltiples estructuras son analizables, en esos casos, con modelo de vigas simples, o continuas, sobre pilares, **pilares** que resultan entonces con modelo de comportamiento de **compresión simple**.

Para ello el vínculo viga pilar no debe tener mayor rigidez, como es habitual en nuestro medio, por ejemplo no debe estar esa unión acartelada ni tener mayor refuerzo de barras que las que surjan del cruce de las armaduras del pilar y la viga. En todos estos casos, para estados de carga que involucren exclusivamente cargas verticales, y para esbeltez de pilar baja, podremos usar esta modelización.

Aún escapando a este marco definido, puede seguir usándose estas hipótesis como un primer acercamiento, a veces útil para un primer dimensionado de la estructura.

Estos pilares de hormigón armado son entonces unidades funcionales verticales con **solicitación axil pura** ($V=0$, $M_{fi}=0$), "canalizan" las acciones que inciden sobre la estructura, hacia la cimentación y por lo tanto al terreno; constituyen pues elementos de gran responsabilidad resistente.

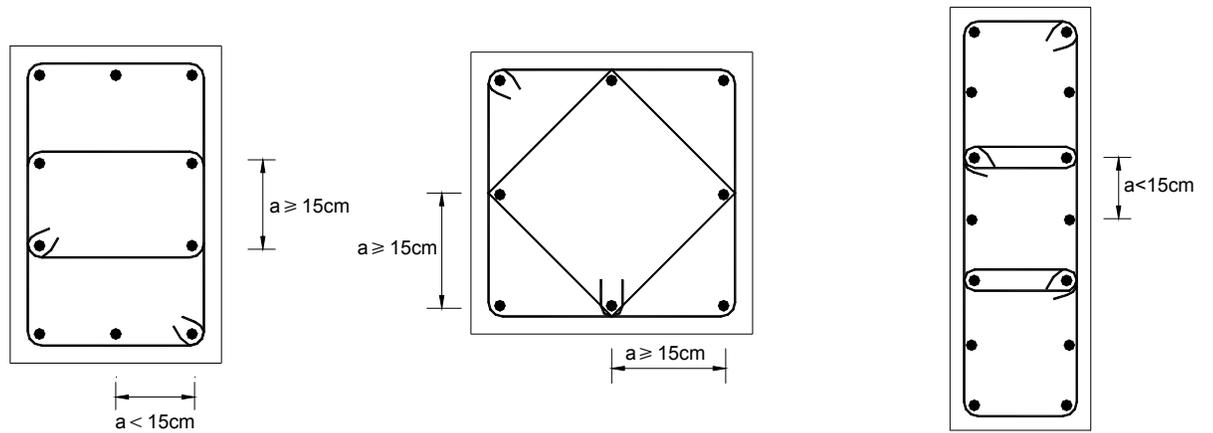
Si bien el hormigón permite ser moldeado pudiendo obtenerse variadas formas, su sección suele ser rectangular o circular, (o semicircular en juntas).

Las **armaduras** de los pilares están constituidas por "hierros" longitudinales y estribos en planos transversales. Los primeros constituyen la armadura principal, destinada a tomar compresiones en colaboración con el hormigón, así como colaborar con los estribos para evitar la rotura por tensiones rasantes (máximas en planos a 45° respecto al eje de la pieza) asociadas al estado tensional de compresión simple. Los estribos y los hierros longitudinales, aportan también la rigidez necesaria al proceso de montaje y llenado de la pieza. Los estribos confinan una zona bien definida de la zona central del hormigón. Ello aumenta la capacidad portante del pilar. (Ver video correspondiente).

Lograr este confinamiento es la función esencial de los cercos o estribos.

Para que la acción de los estribos sea eficaz es preciso que sujeten realmente las barras longitudinales en compresión, evitando su pandeo.

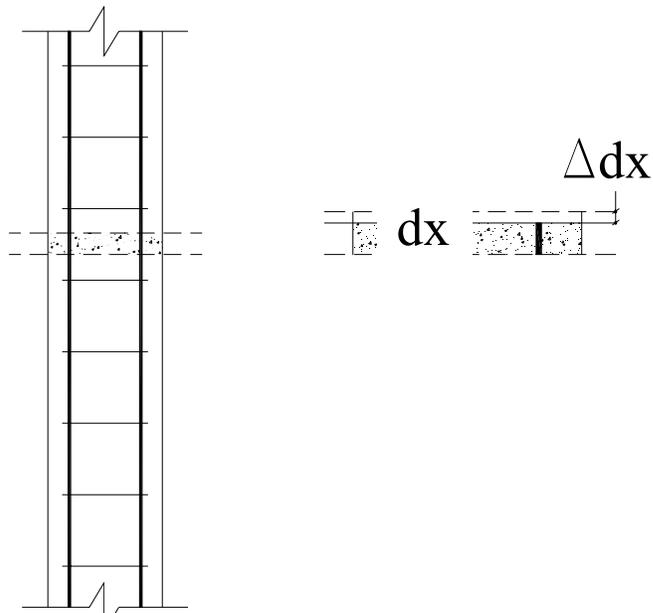
Así, por ejemplo, si en un pilar la armadura longitudinal se dispone, no sólo en las esquinas sino también a lo largo de las caras, para que las barras centrales queden realmente sujetas, conviene adoptar disposiciones del tipo de las indicadas en las figuras, sujetando al menos, una de cada dos barras contiguas de la misma cara y todas aquellas que se dispongan a una distancia mayor de 15 cm



Tomado de norma UNIT.

Por estar sometidos a cargas centradas, la armadura de los pilares en compresión simple se organiza simétricamente.

Tomaremos como sección mínima del pilar, 12cm x 60cm, 13x60, 15x25 o 18cm x 18cm,



considerando, las recomendaciones normativas sobre pilar mínimo que tiene en cuenta la experiencia uruguaya sobre el ancho de 12cm.

3.1.-CONTRIBUCIÓN DEL HORMIGÓN Y DEL ACERO

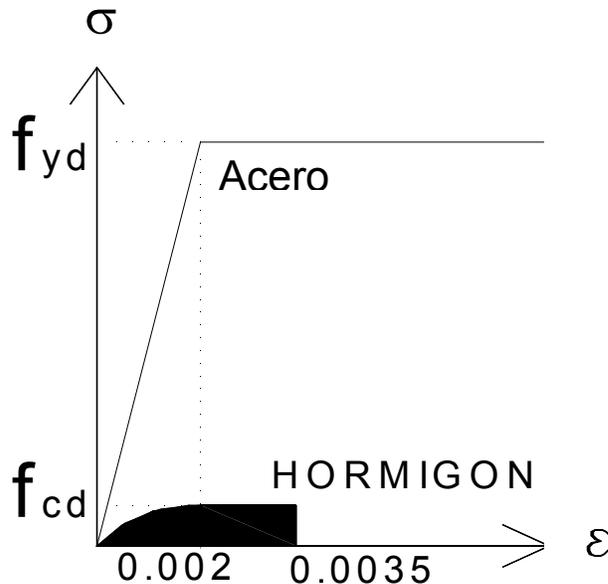
Se hará el análisis en **situación de "pre-rotura"**.

Cuando la compresión alcanza el valor de $\varepsilon = 0,002$, los dos materiales están a su máxima tensión, no teniendo sentido considerar deformaciones mayores, si lo que queremos es evaluar la capacidad de la pieza..

En dicha hipótesis, la contribución del hormigón puede estimarse como una tensión de compresión uniforme de valor $\sigma = 0,85 f_{cd}$, en que el 0,85 es el coeficiente que toma en cuenta el "cansancio del hormigón en relación a las cargas lentas", las diferencias entre el hormigón en la pieza frente al hormigón en probeta, tomando en cuenta también, otros aspectos que los ensayos mostrarán. Éste será el valor que usaremos en flexión.

Para pilares en compresión simple se toma además el 90% y no el 100% de la capacidad teórica, $f_{cd \text{ pilar}} = 0,90 \text{ de } f_{cd} \text{ en flexión}$, para tener en cuenta la influencia negativa del hormigonado vertical. Esta tensión de $0,85 f_{cd \text{ pilar}}$, corresponde a una deformación de 2 por 1000, si nos atenemos al gráfico tensión deformación teórico definido.

Por lo tanto para obtener la tensión correspondiente σ_s de las armaduras, basta entrar en el diagrama tensión-deformación del acero empleado, con la deformación $\varepsilon = 0,002$.



Así por ejemplo para $f_{yk} = 4200 \text{ daN/cm}^2$, tenemos que $f_{yd} = 3650 \text{ daN/cm}^2$.

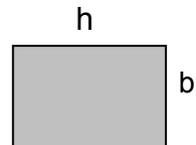
La contribución de las armaduras longitudinales puede estimarse entonces como

$\sigma_s = 0,95 f_{yd}$, en que se ha incorporado el coeficiente 0,95 como recomendación de la normativa española,

$\sigma_s = 0,95 \cdot 3650 = 3467$, para el acero mencionado.

El autor asume el principio de "aditividad", hormigón y armadura suman esfuerzos:

$$N^* = f_{cd\text{-pilar}} \cdot \text{Area de hormigón} + f_{yd\text{-pilar}} \cdot \text{Area de acero}$$



Con las consideraciones realizadas:

$$N^* = 0,85 \cdot f_{cd-pilar} \cdot A_{hormigón} + 0,95 f_{yd} \cdot A_s$$

A_s es la sección total de la armadura, con b y h en cm, y N en daN.

La expresión anterior representa bien el fenómeno tal cual se realiza en el laboratorio (ver el video de compresión de pilares en laboratorio). La práctica constructiva impide la posición centrada estrictamente, de la sollicitación axial. Eso produce una excentricidad accidental. La experimentación española, muestra que dentro de límites definidos de esbeltez del pilar, esto, puede manejarse mediante una sobre mayoración de la carga actuante.

Trabajamos con la esbeltez geométrica $\lambda_g = \frac{l}{b}$, y definimos una sobremayoración como

$$\gamma_n = \frac{(b+6)}{b}, \quad \gamma_n > 1,15. \quad (\text{J. Montoya}), \text{ que tiene en cuenta la esbeltez del pilar. Ya}$$

que la expresión no tiene en cuenta la longitud del pilar, se define determinado límite para la esbeltez, que marca el entorno de aplicación de este razonamiento.

Por lo tanto transformamos la sollicitación N : $N^* = N \cdot \gamma_n$.

Trabajamos con axial de diseño $N_d = N \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n$, puede aproximarse como: $N_d = N \cdot 1,6 \cdot \gamma_n$, este será entonces, el valor de axial modificado a considerar.

Tendremos entonces lo siguiente:

$$N_d = \gamma_n \cdot N \cdot 1,6 < 0,85 f_{cd-pilar} \cdot A_{hormigón} + 0,95 f_{yd} \cdot A_s,$$

siendo A_s la sección total de la armadura, con b y h en cm, y N en daN.



Llamamos cuantía geométrica w , a la relación de área de armadura sobre área de hormigón:

$$\frac{A_s}{b \cdot h} = w, \quad \text{consideraremos para pilares:} \quad \begin{array}{ll} \text{cuantía mínima} & 0,008 \\ \text{cuantía máxima} & 0,080 \end{array}$$

Es usual usar la llamada cuantía mecánica, que tiene en cuenta la capacidad de los materiales en cada caso, y resulta una mejor medida de la "cantidad de área" de acero en relación al área de hormigón:

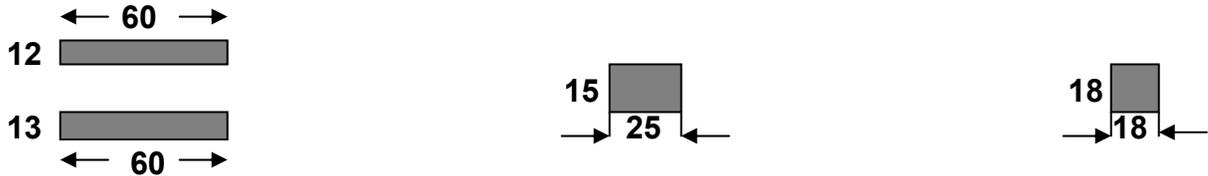
$$\frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_{hormigón} \cdot f_{cd}} = w_m$$

, en función de ésta cuantía los valores son naturalmente distintos.

Este análisis resulta razonable y con buena correspondencia con la realidad mientras la esbeltez geométrica del pilar resulte menor de 20, y se respete los criterios de "pilar mínimo":

$$\lambda_{g.límite} = \frac{l}{b} < 20;$$

pilar mínimo 12x60; 13x60; 15x25; 18x18.



Obsérvese que no decimos que la esbeltez deba estar en los entornos mencionados, sino que decimos que en ese entorno las expresiones deducidas son válidas con todas las consideraciones y limitaciones ya enunciadas.

Una esbeltez mayor, o un pilar inferior al definido como mínimo, debería, justificarse con rigurosidad.

PILARES DE SECCIÓN CIRCULAR

Los pilares de sección circular (diámetro D) pueden considerarse para nuestros objetivos, como pilares cuadrados de lado 0,9.D.
Diámetro mínimo, 20cm.

CRÍTICA:

Hemos realizado el análisis de la la presoflexión con pequeña excentricidad "accidental", como una compresión simple (excentricidad 0), con los ajustes y consideraciones que intentaron tomar esto en cuenta.

El análisis riguroso debe considerar la presoflexión en análisis de segundo orden, estrictamente mediante programas adecuados que realicen el "análisis de segundo orden", o mediante expresiones que intentan valorar la excentricidad de segundo orden por expresiones como la "fórmula holandesa" con las evaluaciones de la esbeltez de la pieza adecuadas al caso concreto de que se trate.

El estudio presentado se corresponde con los ensayos de laboratorio y permite un análisis simple válido en los límites establecidos.

Un análisis más completo se realizará en el segundo curso de Estabilidad de las Construcciones.

4.- la viga:

Sección solicitada a momento flector y fuerza cortante.

ELU.: - Momento Flector

Para el estudio de la sección solicitada por un momento flector, se aplicarán:

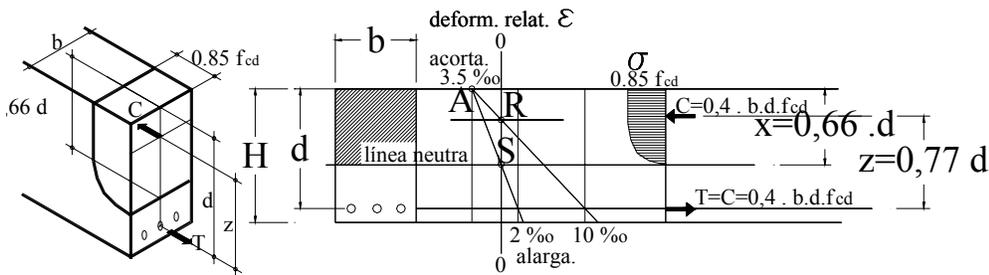
- La hipótesis de Navier- Bernouilli (**la sección gira manteniéndose plana**).
- Todas las ecuaciones de equilibrio estático de fuerzas y momentos, igualando las resultantes de las tensiones en hormigón y acero y sus momentos a las componentes de la sollicitación exterior.

4.1.- Momento interno, viga simplemente armada.

Al comenzar a aplicar paulatinamente, carga sobre una viga, comienza esta a flexarse, y para cada estado de deformación se obtiene una distribución de tensiones normales σ , que en principio será triangular (lineal) para las compresiones y las tracciones, tal como veíamos en análisis para piezas, de acero por ejemplo, en que se analizaba para cargas de servicio, por método de tensiones admisibles.

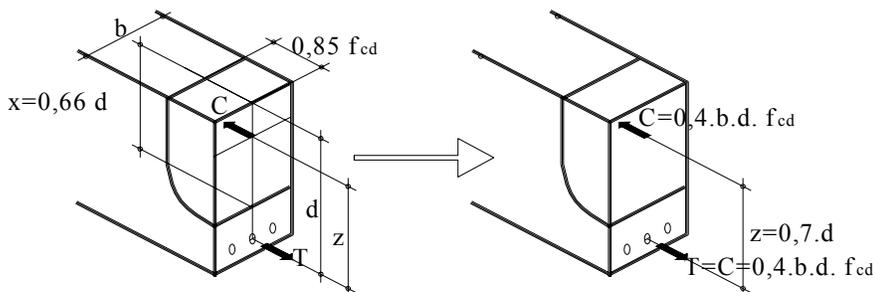
Si, en procura de un máximo rendimiento, se quiere llegar al agotamiento del hormigón y del acero simultáneamente, y teniendo en cuenta los diagramas tensión deformación de los materiales, se llegará a la fisuración del hormigón en la zona traccionada, y se llegará al fin a desarrollar toda la capacidad del hormigón en compresión, lo que según nuestro modelo, dará una distribución de tensiones σ , con un tramo en forma de parábola, y otro tramo recto. En tracción, solo aportará el acero del hormigón armado. En esa situación tendremos:

$$\epsilon_c = 3,5 \text{ ‰} \quad \text{y} \quad \epsilon_s = \text{de } 2 \text{ a } 10 \text{ ‰}$$



Es fácil observar que el mayor momento interno se generará con $\epsilon_c = 3,5 \text{ ‰}$ y

$\epsilon_s = \text{de } 2 \text{ ‰}$. La línea neutra pasa por el punto S. Tomando estos valores y observando el diagrama adoptado para el hormigón - parábola-rectángulo -, se llega al diagrama de tensiones que rehacemos a efectos del cálculo.



El coeficiente 0,85 se toma en función del efecto "cansancio" del hormigón, como ya hemos dicho.

Para que exista equilibrio, el momento interno capaz, debe resultar mayor que el provocado en la sección por las acciones externas. Tal como se vio, se mayoran las sollicitaciones en un 60%, o sea, multiplicándolas por 1,6.

$$1,6 \cdot M_{ext} \leq M_{int}$$

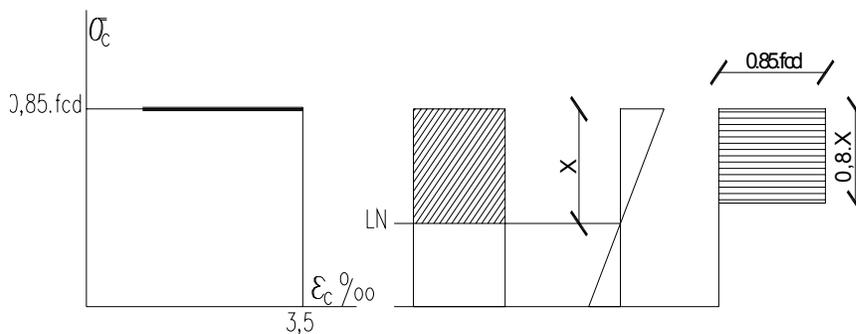
$$M_{int} = C_c \cdot z$$

$$M_{int} = 0,42 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} \cdot 0,77 \cdot d \quad ; \quad M_{int} = 0,32 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}$$

El coeficiente 0,32, varía en función de la calidad del acero, con valores comprendidos entre 0,32 y 0,34.

En los ensayos la línea neutra en la rotura queda bastante más alta que en la suposición teórica realizada. Esencialmente el tramo recto de la parábola rectángulo asumida, en su diferencia con la forma real del diagrama tensión deformación del hormigón, resulta principal responsable de esta diferencia.

La norma UNIT referida, acepta otras formas del diagrama tensión-deformación para el hormigón, refiere en particular al diagrama rectangular equivalente siguiente, que si bien se aparta de las curvas reales, groseramente, da resultados físico-matemáticos idénticos.

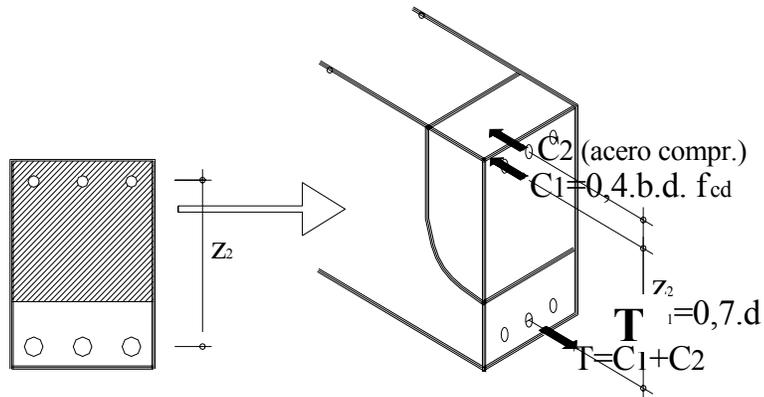


Síntesis: Viga simplemente armada,

$$M_d = 1,6 \cdot M_{ext} \leq 0,32 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = M_{int.d}$$

4.2.- Pieza doblemente armada.

(Continuamos con la posición de la línea neutra asumida anteriormente).



En este caso existe un “par” -acero comprimido acero traccionado- que incrementa el momento interno hasta en un 60%, \therefore .

Viga doblemente armada

$$Md = 1,6 \cdot M_{ext} \leq 0,50 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = M_{int} \cdot d$$

Síntesis para vigas en flexión:

Expresemos los resultados anteriores en función del momento flector reducido (o relativo) μ .

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}, \quad \text{obtenemos:}$$

$$\text{Viga simplemente armada: } \mu \leq 0,32$$

$$\text{Viga doblemente armada: } \mu \leq 0,50$$

Con el valor de μ , se calculará luego la cuantía mecánica w , y con ella las armaduras, (ver textos de hormigón armado), pero no nos interesa cuantificar el acero, por ahora.

El análisis de las vigas, a efectos de la definición formal, conduce a valoraciones del orden

$$\text{de: } h \approx \frac{\ell}{16}$$

La norma da los siguientes valores:

**TOMADO DE UNIT
1050:2001
TABLA 24 - VIGAS.
VALORES DE LUZ/ALTURA**

ESQUEMA ESTRUCTURAL	$\frac{\text{LUZ}}{\text{ALTURA}}$
	8
	16
	22
	25

Téngase en cuenta que estas dos expresiones no toman en cuenta la carga y son por lo tanto solo orientaciones de predimensionado, primarias.

4.3.- ELS.: control de la deformación.

Para calcular la flecha de una viga puede usarse el módulo de deformación referido antes.

Reiteramos, cuando se trata de determinar deformaciones para cargas próximas a las de servicio en una estructura, que producen tensiones en el hormigón del orden del 40 % de la de rotura como máximo, se puede adoptar como módulo de elasticidad un valor constante para cada tipo de hormigón y humedad ambiente, igual o algo menor que el módulo de elasticidad inicial del diagrama.

$$E_{cm} = 19000 \cdot \sqrt[2]{f_{ck}} \quad , \quad E_{cm} \text{ y } f_{ck}, \text{ en daN/cm}^2 \text{ (decaNewtons por cm}^2\text{)}.$$

E para anteproyecto y para análisis con cargas de servicio	f_{ck} (daN/cm²)
$E_{cm} = 19000 \cdot 2\sqrt{f_{ck}}$ daN/cm ²	
270 000	200
300 000	250
330 000	300

Existen expresiones que toman en cuenta la cuantía de acero de la pieza de hormigón armado en estudio, y/o la inercia de la sección fisurada, pero los valores anteriores, más simples, resultan en general una aproximación suficiente. Para estimar la deformación esperada debe tenerse en cuenta que el hormigón armado además de la deformación instantánea, manifiesta una deformación diferida en el tiempo que puede alcanzar un 100% (o aún más), de la flecha instantánea correspondiente a las cargas permanentes.

4.4.- ELU.: Cortante.

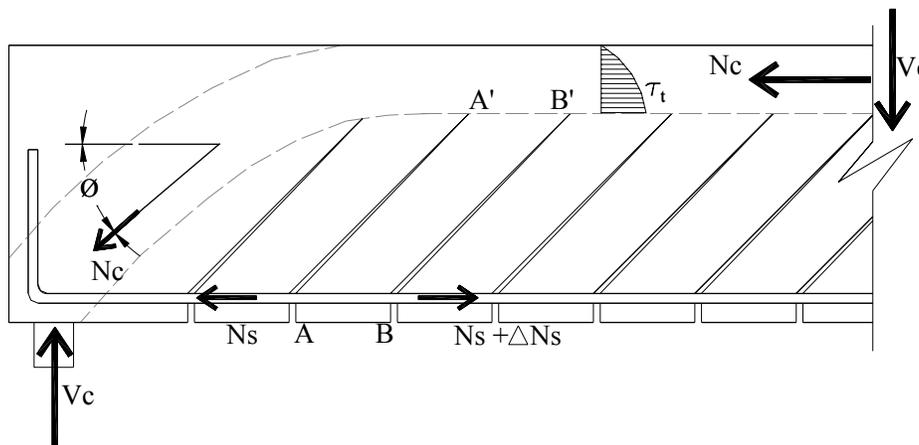
En su fase de comportamiento elástico, se podría desarrollar un análisis similar al realizado para materiales analizables como homogéneos. Para análisis en rotura, el mecanismo resistente es bien diferente, tomamos la descripción de Jimenez Montoya.

Comportamiento en rotura de vigas sin armaduras transversales (sin estribos, ni "hierros" doblados para tomar esfuerzos tangenciales).

En el dimensionamiento a cortante, suele admitirse la colaboración del acero específico para el trabajo a cortante y (o mas), la del hormigón, admitiendo un comportamiento aditivo, que suma la contribución de ambos materiales.

La contribución de la sección de hormigón (que llamaremos V_c), se basa en varios efectos que han sido estudiados, ensayando hasta rotura, vigas sin armadura transversal.

Los más importantes y mejor conocidos de estos efectos, son los siguientes:



a) *Resistencia a cortante de la cabeza comprimida.* En esta cabeza aparecen tensiones tangenciales τ_t que contribuyen a resistir V_c . Se da en esta zona una contribución típica de hormigón sin fisurar, similar al de materiales homogéneos.

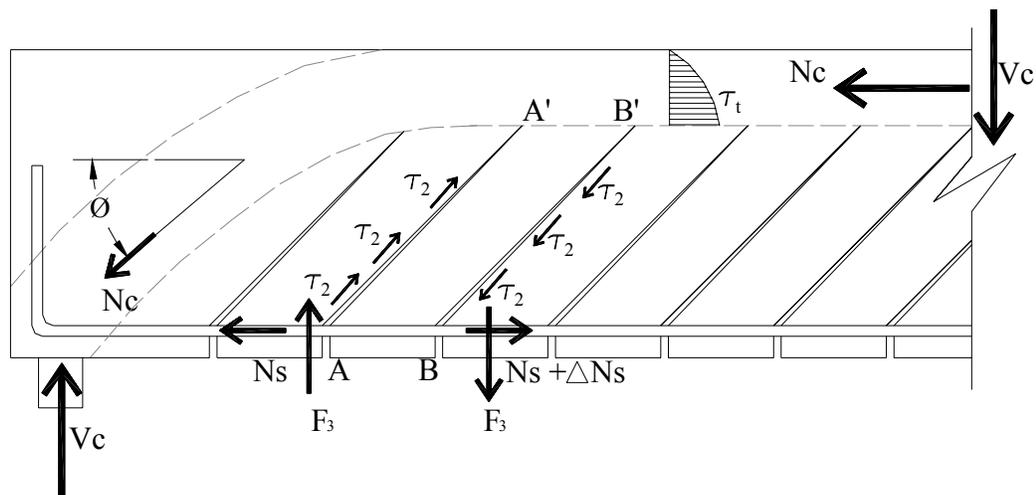
b) *Efecto arco.* La cabeza comprimida se inclina en las proximidades de los apoyos (habitualmente zona de máximo cortante), por lo que la compresión longitudinal en dicha cabeza, N_c tiene un componente vertical $N_c \cdot \sin \theta$, que contribuye con eficacia al mecanismo resistente general. Se forma así en la viga un arco atirantado. Este efecto que resiste entre el 20 y el 40% del total de V_c , dependiendo de la relación entre el canto y la luz de la viga, está fuertemente condicionado por la capacidad de la armadura longitudinal que llega al apoyo, actuando como tirante del arco.

c) *Efecto de encajonamiento de áridos.* Las bielas (Ej. AA'BB'), o zonas de hormigón entre dos fisuras de flexión, son capaces de resistir un cierto esfuerzo cortante. La biela AA'BB', puede considerarse como una ménsula empotrada en la cabeza comprimida A'B' y sometida a una fuerza ΔN , situada a la altura de la armadura. La transmisión de esta fuerza a la cabeza superior, que corresponde a un cortante resistido por la ménsula, se consigue, porque la deformación de la ménsula exigiría un alargamiento de la fibra A'A y un acortamiento de la B'B. A esos acortamientos y alargamientos, se opone el encajonamiento de los áridos entre las dos caras de la fisura, produciendo tensiones τ_2 .

Este efecto que cubre del 30 al 50% de V_c , depende de la dosificación y granulometría de los áridos en su relación con el tamaño de la viga. Mas específicamente, depende de la fracción del árido grueso y de la relación entre el tamaño de este y las dimensiones de la viga. Para un tamaño máximo determinado es mayor en vigas de pequeña altura, (o en losas), que en vigas de cantos mayores.

d) *Efecto pasador.* La biela AA'BB' está también rigidizada por la propia armadura longitudinal, que la atraviesa como un pasador y la cose, oponiéndose a su deformación, mediante fuerzas rasantes, análogas a las tensiones τ_2 . Este efecto cubre entre el 15 y el 25% de V_c .

El hormigón puede resistir, en la situación de rotura, un esfuerzo cortante V_c .



Mientras que el cortante total de cálculo no supere este valor, $Vd \leq Vc$ no sería teóricamente necesaria la armadura transversal.

Los ensayos sobre vigas sin armadura a cortante, muestran que para una sección $b \times h$, se puede estimar adecuadamente:

$$Vc = 0.50 \sqrt{f_{cd}} \cdot b \cdot d$$

Así la literatura suele llamarle a la expresión $0.50 \sqrt{f_{cd}}$, resistencia virtual del hormigón a cortante, dando la idea de que existiera un trabajo uniforme de toda la sección $b \times h$ con esa capacidad, lo que oculta la verdadera complejidad del fenómeno.

La expresión si cuantifica adecuadamente la suma de los efectos reseñados en su efecto total global final.

Compresión oblicua del hormigón.

A efectos de evitar el agotamiento por compresión oblicua del hormigón, en las bielas de compresión, se limita las tensiones rasantes: $\tau_{\max} \leq 0,3 \cdot f_{cd}$.

Criterios de dimensionado.

Sintetizamos con un objetivo práctico de evaluar la viabilidad de una sección a nivel anteproyecto, los resultados expuestos antes.

» Si se cumple:

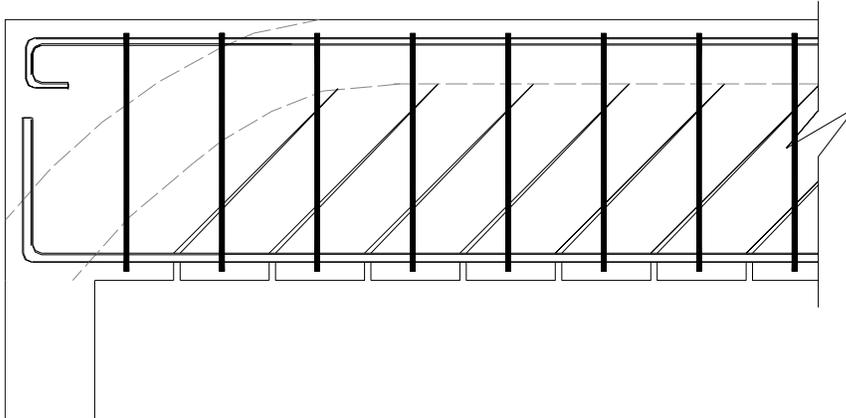
$Vd = V \cdot 1,6 \leq Vc = 0,50 \sqrt{f_{cd}} \cdot b \cdot d$, el hormigón resiste el esfuerzo cortante y no necesita armaduras especiales para el esfuerzo cortante.

- Claro que siempre se necesita un estribado mínimo -

» Si no se cumple la relación anterior pero si se cumple:

$Vd = V \cdot 1,6 \leq Vc = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d$, el hormigón no resiste por si solo el esfuerzo cortante, deberá diseñarse armaduras para resistir el cortante, en forma aditiva, entre la contribución del hormigón y la de la armadura transversal.

» Si $Vd = V \cdot 1,6 \geq Vc = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d$, es necesario redimensionar la pieza, o el diseño del hormigón, o ambas cosas, aspectos que claramente, no se realiza sin tener en cuenta la estructura como un todo.



» Si $Vd = V \cdot 1,6 \geq Vc = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d$, es necesario redimensionar la pieza, o el diseño del hormigón, o ambas cosas, aspectos que claramente, no se realiza sin tener en cuenta la estructura como un todo.

4.5.- Plastificación sobre los apoyos.

Hemos supuesto en todo el desarrollo que teníamos evaluadas las solicitaciones de momento flector y esfuerzo cortante correspondiente a cada sección.

En esa suposición, descartábamos que dichas solicitaciones, se determinaban como lo hemos venido haciendo en materiales modelizados como homogéneos. Si el esquema de análisis es isostático, dichas solicitaciones no pueden ser otras, las condiciones de equilibrio así lo imponen.

De forma que las solicitaciones en la rotura, son las determinadas En el caso de vigas continuas en cambio, solo la imposición de otras condiciones - la compatibilidad de las deformaciones en nuestro análisis - permitió optar entre las infinitas soluciones que cumplían las condiciones de equilibrio.

En ese análisis supusimos siempre comportamiento elástico, y supusimos constante el producto **E.I**. Esto para el hormigón armado no es cierto, sobre todo si estamos trabajando en rotura, como hemos visto cuando seleccionamos la parábola rectángulo como diagrama de comportamiento del hormigón y seleccionamos el valor de 0.035 como deformación relativa del hormigón en el diseño. No entramos en como evaluar mas adecuadamente **E.I**,

(ver norma UNIT al respecto), a nivel anteproyecto no es necesario tomar cuidados en ese sentido.

Si, consideramos conveniente, para vigas continuas, diseñar los puntos de comienzo de la plastificación en el comportamiento global de la viga.

Es natural suponer esas secciones como las correspondientes a los apoyos de la viga continua. Es allí donde se producen los mayores momentos flectores (elásticos), normalmente. Si diseñamos en rotura, debemos considerar el comportamiento elastoplástico del hormigón, y la cedencia del acero en dichas secciones. Si consideramos que en esos puntos (correspondiente a los apoyos) se produce la plastificación antes que en otros puntos de la viga, esta se deformará especialmente sobre los apoyos, transmitiendo mayores deformaciones al conjunto, y redistribuyéndose las solicitaciones.

Si como estrategia de armado de la viga continua, y para elegir como proyectistas, el modo de rotura, diseñamos la viga sobre el apoyo no para el momento flector elástico, primario, **Mapoyo**, sino por ejemplo para un 80% de este, (**0,8.Mapoyo**), aseguraremos el modo de rotura, nos reservamos capacidad resistente, ya que la viga puede trabajar (evitando el colapso) si el fallo se produce sobre el apoyo y no en una sección intermedia, con la condición de redistribuir las solicitaciones respetando las condiciones de equilibrio.

Sugerimos entonces redistribuir para estructuras hiperestáticas (vigas continuas en nuestro caso), en hormigón armado, las solicitaciones, aceptando para el material una reducción plástica de los momentos flectores, por un coeficiente de reducción plástica (α) que no conviene que sea muy bajo, por que significaría estar aceptando un gran fisuración en los nudos, pero que tome realmente el efecto de plastificación del diseño, compatibilizando solicitaciones con diseño de la sección en cuanto a trabajar en la rotura.

Sugerencia $0.65 \leq \alpha \leq 90$, o mejor aún $0.70 \leq \alpha \leq 85$.

Comentario:

El diseño arquitectónico es la mejor herramienta para evitar patologías, el diseño arquitectónico supone el diseño estructural, y es el diseño la gran herramienta para realizar estructuras que formalmente permitan tener los recubrimientos necesarios, la exposición mayor o menor a ambientes agresivos, el diseño formal y del material adecuado a esas condicionantes, sin auto limitarse, desde el punto de vista de sacar partido a las posibilidades tecnológicas del momento, y sin perder de vista la relación económica en función de la situación concreta. Este comentario realizado como culminación de la exposición sobre diseño de vigas, lo repetiremos para el diseño de estructuras de hormigón armado en general.

4.6.- Síntesis práctica para el diseño de vigas - nivel anteproyecto -.

TOMADO DE UNIT
1050:2001
TABLA 24 - VIGAS.
VALORES DE LUZ/ALTURA

ESQUEMA ESTRUCTURAL	LUZ / ALTURA
	8
	16
	22
	25

$$M_d = 1,6 \cdot M_{ext} \quad \mu = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

simplemente armada: $\mu \leq 0,32$; **doblemente armada:** $\mu \leq 0,50$

Con el valor de μ , se calculará luego la cuantía mecánica w , y con ella las armaduras, (ver textos de hormigón armado).

Cortante

» Si se cumple $V_d = V \cdot 1,6 \leq V_c = 0,50 \cdot \sqrt{f_{cd}} \cdot b \cdot d$, el hormigón resiste el esfuerzo cortante y no necesita armaduras especiales para el esfuerzo cortante.

» Si no se cumple la relación anterior pero si se cumple:

$$V_d = V \cdot 1,6 \leq V_c = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d,$$

deberá diseñarse armaduras para resistir el cortante.

» Si: $V_d = V \cdot 1,6 \geq V_c = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d$,

es necesario redimensionar la pieza, o el diseño del hormigón, o ambas cosas.

Plastificación sobre los apoyos.

» coeficiente de reducción plástica (α), sugerimos: $0.70 \leq \alpha \leq 85$.

5.- presoflexión.

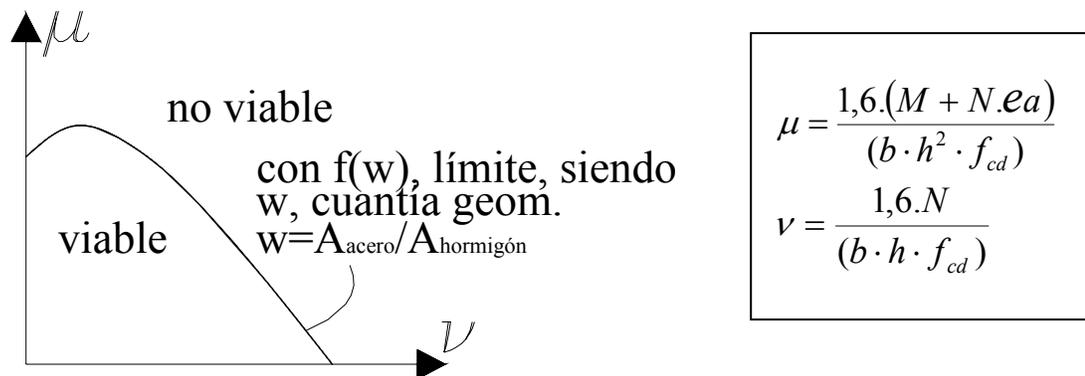
Situémonos en una sección cuyas solicitaciones incluyen un axil N de compresión y un momento flector M . Si el material fuese modelizable como homogéneo (acero para fijar ideas) N , M representaría un punto en los ejes $\mu - \nu$, en que la recta conocida

$$\frac{N}{A \cdot f_{cd}} + \frac{M}{f_{cd} \cdot W_{\xi}} = \mu + \nu = 1, \text{ define el límite de viabilidad de la sección, como sabemos.}$$

Para hormigón armado, la recta se transforma en la curva de la figura, con las definiciones de axil y momento reducido, adjuntas. Se puede ajustar el momento flector para tener en cuenta la excentricidad accidental - que también en este caso existirá -, pero aún así no estamos teniendo en cuenta el efecto de segundo orden que en cada caso podrá tener mayor o menor incidencia; a efectos del anteproyecto podemos no tenerlo en cuenta. Podemos aceptar entonces usar el ábaco de la figura en que el momento flector se aumenta en el producto del axil N por la excentricidad accidental, con la siguiente e_a :

$$e_a = \frac{l_{pandeo}}{300} \geq 2cm, \text{ a efectos del prediseño.}$$

No debe perderse de vista que el efecto de segundo orden incluye en este caso un axil de compresión actuando sobre la pieza flexada, y este efecto puede tener mayor o menor



incidencia en función de la esbeltez de la pieza, en función del valor del axil N , pero también en función de la deformación global de la estructura, del movimiento en definitiva, de los nudos que definen el eje de la barra. Es decir que no estamos teniendo en cuenta un efecto que puede llegar a tener incidencia importante en el diseño, o no.

Consultando las tablas del segundo tomo 2, pág. 7, 8 y 9, del texto Hormigón Armado de J. Montoya, podremos responder, para fines del anteproyecto, la viabilidad formal de piezas en presoflexión.

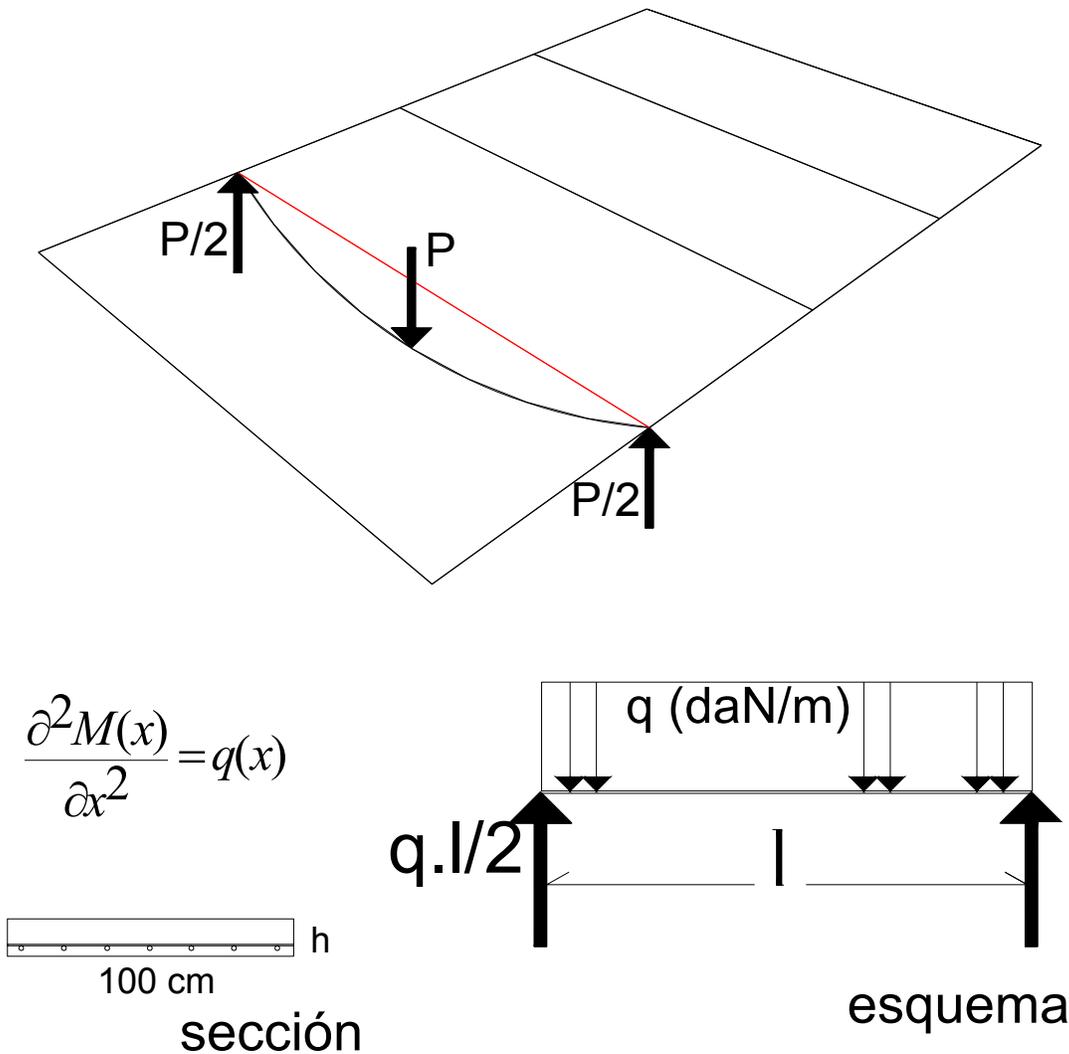
6.- losas.

Las losas de hormigón armado son unidades funcionales estructurales con dos dimensiones predominantes respecto a la tercera. Son pues elementos de superficie predominante frente al espesor. Elementos horizontales con cargas verticales, juegan un gran papel en la definición de los espacios arquitectónicos.

6.1.- LOSAS SIMPLEMENTE APOYADAS EN DOS LADOS.

Su deformación es cilíndrica, se puede analizar una franja unitaria (de un metro por ej.), reduciéndose el análisis a un caso de flexión simple ya conocido

Obsérvese que la losa se comporta como una viga de sección de ancho unitario por el espesor de la losa, y por tanto la condición de equilibrio de un elemento de viga (losa) conduce a la expresión conocida que vincula el momento flector con la carga:



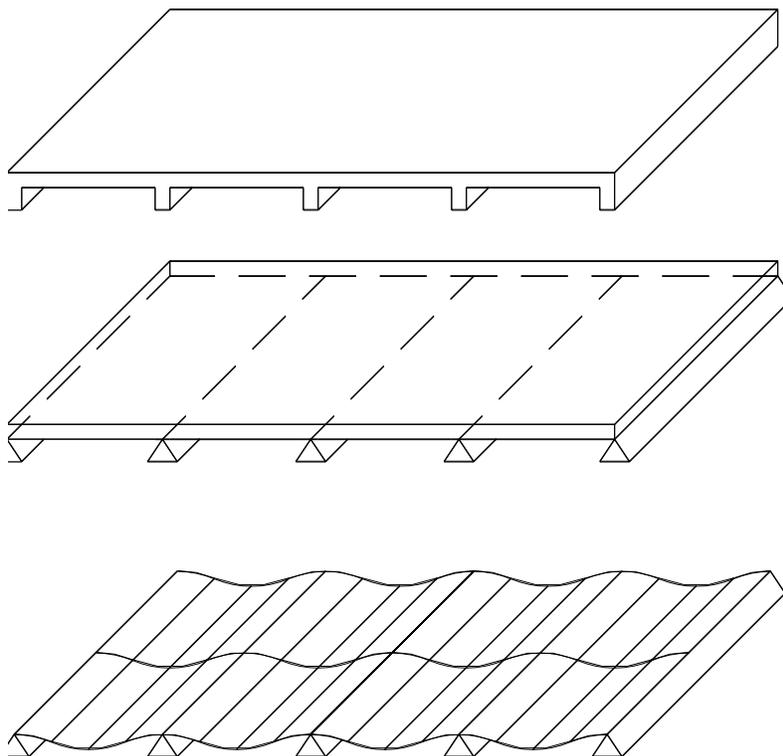
O, con otra nomenclatura, la derivada segunda ... $M''=q$

Realizando un análisis simple para una carga, por ejemplo, de 1000 daN/m^2 , (que es una carga alta pero del orden de las cargas habituales sobre losa), se obtiene como herramienta de dimensionado primario, que el peralte (altura total o espesor de la losa) debe ser del orden, $l/30$, o de otra forma: $h \geq \frac{l}{30}$.

6.2.- LOSAS CONTINUAS SOBRE APOYOS PARALELOS.

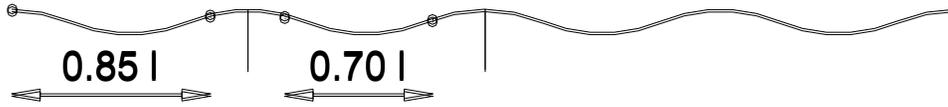
Son losas con deformación cilíndrica, asimilables a vigas continuas, y analizables por tanto, para una franja de ancho unidad (1m por ej.).

Desde el punto de vista del predimensionado, no resulta claro si predomina el control de la deformación, o el control resistente, dependerá de cada caso.



Desde el punto de vista de la deformación, y asimilando la losa a una viga (como decíamos), podríamos estimar, $l/h \sim 30$, como herramienta de prediseño.

Tomando en cuenta el efecto favorable de la continuidad resulta lógico disminuir la luz real.



Los puntos de inflexión determinan esas luces. En la figura, usamos valores conservadores y estimativos de lo habitual.

Determinado por los tramos extremos tenemos entonces:

$$0.85 l_{\text{extrema}} / h \sim 30$$

6.3.- LOSA APOYADA EN SUS CUATRO LADOS

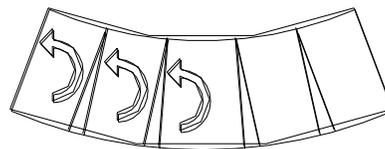
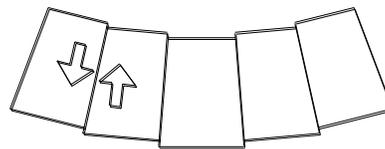
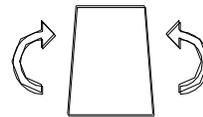
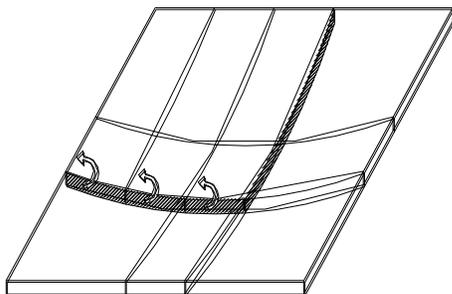
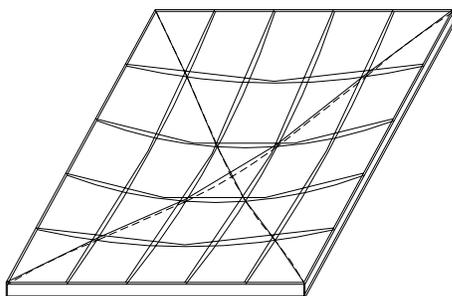
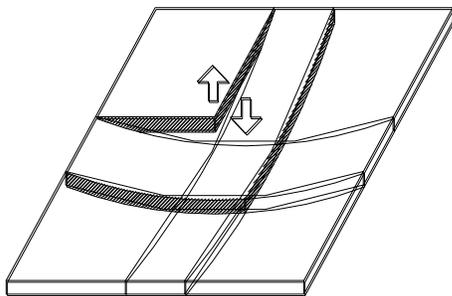
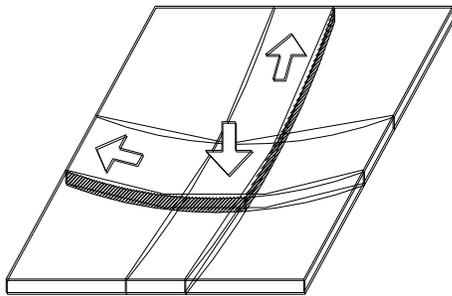
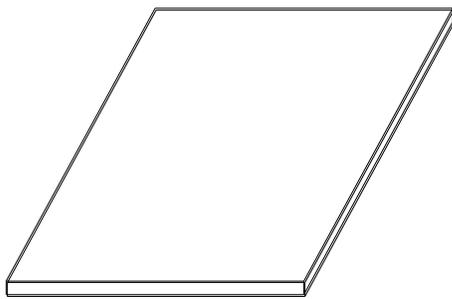
Consideremos que los cuatro lados de apoyo, no se deforman, o se deforman con flechas iguales. Es esta una simplificación que puede acarrear errores, pero que muchos métodos de análisis lo aceptan.

Consideramos la existencia de tres mecanismos resistentes.

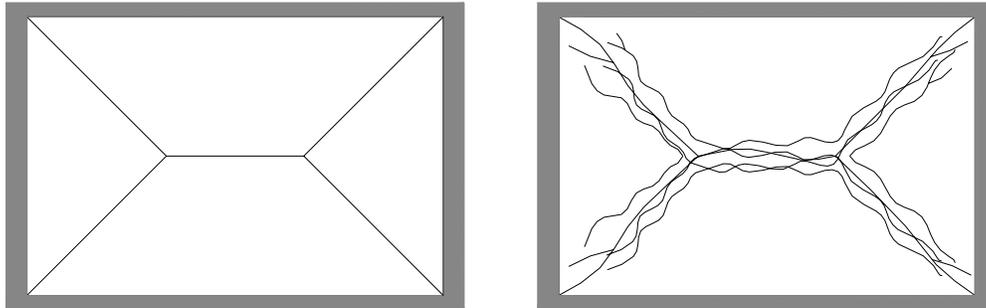
Podemos imaginar el funcionamiento estructural, de la losa, con carga de servicio, como, la superposición del trabajo en flexión simple (con cortante) de franjas que se cruzan, perpendicularmente, con la superposición del fenómeno de torsión que cada franja va produciendo sobre cada una de las perpendiculares (ver figura siguiente).

A medida que la losa, por incremento de la carga, se acerca a su fase de rotura, disminuye el mecanismo de torsión, y aumenta el de flexión en las fajas perpendiculares.

Representemos en este intervalo el mecanismo referido.



En la rotura se produce una redistribución de esfuerzos, el mecanismo resistente cambia, porque llegan a la rotura antes una secciones que otra. En el colapso se forman líneas de rotura o "líneas de fluencia".



La figura marca el desarrollo del patrón de las líneas de fluencia (inferiores) para un caso de losa simplemente apoyada. A la izquierda la modelización del mecanismo de rotura, o del diseño de las líneas de rotura, a la derecha, el tipo de agrietamiento que se obtiene en el ensayo. Esas bandas son un agrietamiento intenso en que ha cedido (fluidido) el acero. El diagrama de líneas de rotura depende de la forma, de los vínculos y también de la organización del hierro de la losa.

Para las losas en estas condiciones, se obtiene a efectos de dimensionar losas a nivel de definición "anteproyecto", relaciones semejantes a las siguientes:

$$l_c/l_l = 0.50 \dots\dots h \cong \frac{lc}{30}$$

$$l_c/l_l = 0.75 \dots\dots h \cong \frac{lc}{40}$$

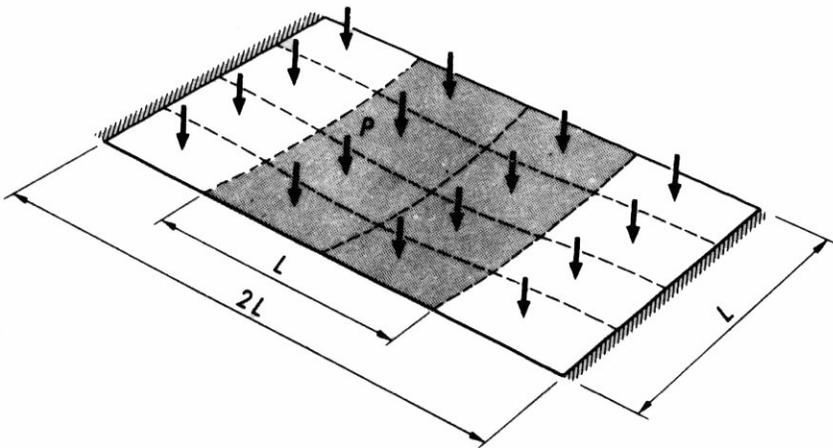
$$l_c/l_l = 1.00 \dots\dots h \cong \frac{lc}{50}$$

Cuando las vigas de borde tienen todas igual sección y por lo tanto mayor rigidez en la luz corta y menor en la luz larga, el mayor descenso relativo de la viga en la luz larga, mejora la racionalidad del trabajo en flexión de la losa en las dos direcciones, con lo que las relaciones de dimensionado, vistas, resultan conservadores.

6.4.- LOSAS CON DIFERENTES TIPO DE APOYOS.

Las condiciones de apoyo pueden diferir en los cuatro lados de una losa. Puede tenerse, por ejemplo, los dos lados paralelos mayores simplemente apoyados, y los dos bordes paralelos menores empotrados.

En este caso la diferencia de rigidez de los vínculos puede compensar la relación de



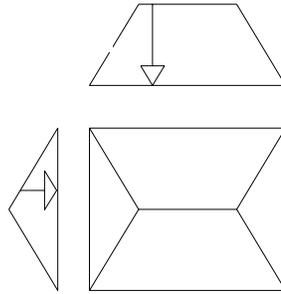
luzes (0.5). La losa muestra un comportamiento similar al de una losa cuadrada simplemente apoyada, con los cuatro lados de la dimensión de la luz menor.

Desde el punto de vista del prediseño (anteproyecto), puede usarse las relaciones vistas para losa simplemente apoyada en sus cuatro lados, con tal de tomar 0.85 de la luz si un vínculo es continuo y el otro simple apoyo, o 0.7 ($0.85 \cdot 0.85 = 0.7$) de la luz si los dos vínculos son de continuidad o empotramiento (esto en cada una de las dos direcciones a considerar).

6.5.- DESCARGA DE LOSA SOBRE LAS VIGAS.

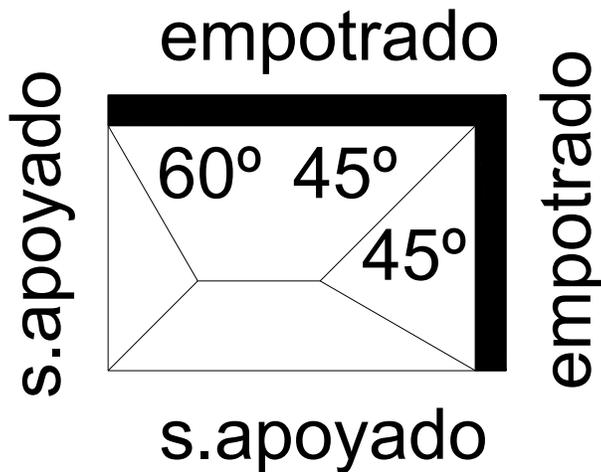
Evaluamos esas descargas aproximadamente para el análisis en el proceso de definición del anteproyecto.

Consideraremos una descarga trapezoidal, o triangular de la losa sobre las vigas o muros, producto del área tributaria correspondiente, determinada con rectas a 45° respecto a los bordes, suponiendo el mismo tipo de apoyo en los cuatro bordes, y la misma rigidez para todas las vigas.



Si la losa se apoya en cuatro vigas de igual sección, -con lo que la rigidez de la viga según la luz corta resulta mayor que la correspondiente a la luz larga-, considerando que la deformación de la viga larga será mayor que la de luz corta, el criterio anterior carga en exceso la luz larga, y por defecto la luz corta. No tomamos, en general, en consideración este aspecto.

El criterio que usamos es el que aparece en la norma. Para diferente consideración de los apoyos, la situación será la siguiente:



, en que las áreas definidas consideran el tipo de apoyo, o, la continuidad o no de la losa.

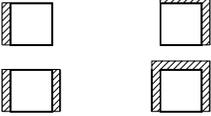
Consideremos la losa de la figura con dos lados empotrados o con continuidad, y dos con bordes simplemente apoyado.

Conformamos las áreas tributarias tomando los lados a 45° , para apoyos, iguales, empotrado-empotrado o apoyado-apoyado, y tomando 60° respecto al borde empotrado, para la situación empotrado-apoyado, ello da una razonable correspondencia con la realidad.

6.6.- PREDIMENSIONADO DE LOSAS.

Damos como síntesis de lo dicho, los valores de dimensionado de la norma:

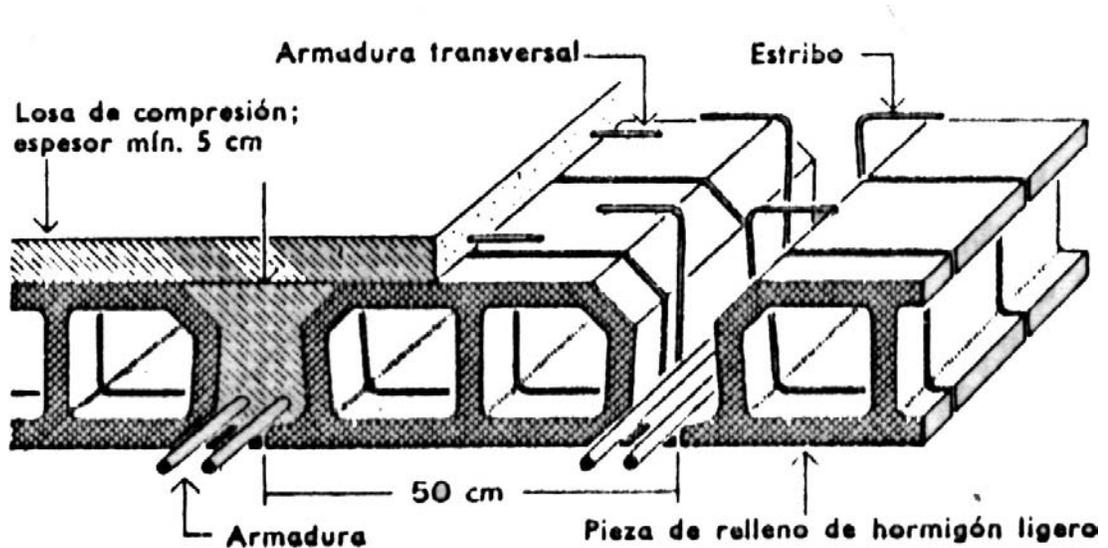
TOMADO DE UNIT 1050:2001
TABLA 25 - LOSAS. VALORES DE LUZ/ALTURA

Ⓐ		Ⓑ	
LOSAS ARMADAS EN UNA DIRECCIÓN		LOSAS ARMADAS EN DOS DIRECCIONES CON $\frac{\text{LUZ MAYOR}}{\text{LUZ MENOR}} \leq 1,3$	
ESQUEMA ESTRUCTURAL	$\frac{\text{LUZ}}{\text{ALTURA}}$	ESQUEMA ESTRUCTURAL	$\frac{\text{LUZ}}{\text{ALTURA}}$
	12		50
	30		55
	35		
	40		60

-6.7.- LOSAS NERVADAS.

La losa nervada permite aligerar los pesos propios de la losa. Esencialmente consiste en mantener la continuidad de las líneas resistentes en uno o los dos sentidos de una losa mediante nervios de hormigón armado (en uno o los dos sentidos) intercalando entre nervio y nervio bovedillas y llenando luego una carpeta de hormigón armado superior de 3, 4, 5, 7 cm.

Esto permite disminuir cargas, y facilitar el encofrado que se limita a una tabla bajo cada nervio. Los nervios podrían ser prefabricados (en un solo sentido en estos casos) desapareciendo totalmente el encofrado. Es común utilizar armadura pretensada en estos casos. El procedimiento constructivo es el montaje de los elementos prefabricados (algún apuntalamiento será necesario en esta fase) - nervios y bovedillas - y carpeta de hormigón armado superior, luego.

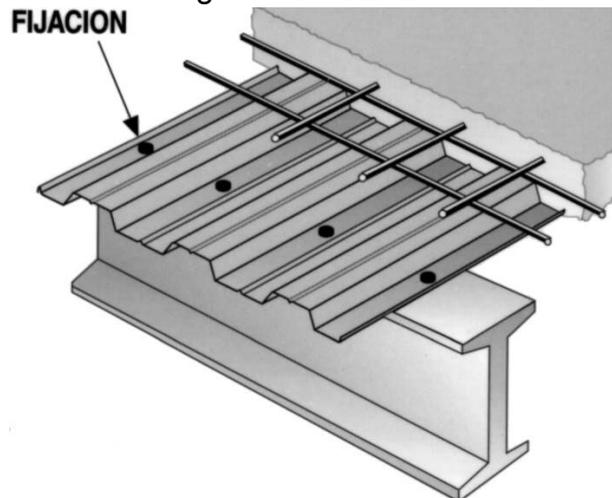


$$h_{\text{losa nervada}} \sim 1.4 h_{\text{losa maciza}}$$

Esencialmente el trabajo estructural de estas losas es similar a las macizas, desde el punto de vista del diseño, se profundizará luego en ellas, digamos por ahora que la altura total de losa h necesaria será aproximadamente de un 40% más que la maciza equivalente.

6.8.- LOSAS CON CHAPA ACANALADA QUE CONSTITUYE EL "HIERRO DE LA LOSA" Y OBRA DE ENCOFRADO.

Otra forma de aligerar pesos pero fundamentalmente, de eliminar encofrado es el sistema en que el hierro fundamental de la losa la proporciona una chapa plegada con elementos de rugosidad que resuelven la adherencia correcta. Esa misma chapa resulta, el fondo portante de encofrado del hormigón.



7.- COMENTARIO

Reiteramos dos conceptos, tal como los manejamos antes:

- Carbonatación o corrosión de armaduras por cloruros, contaminación ciudadana, y/o, ambiente marino, ambos factores son los desencadenantes de las patologías mas comunes. La prevención fundamental, es el diseño, el diseño del hormigón a usar, el diseño formal de las piezas, los adecuados recubrimientos del acero, la buena compactación y el curado adecuado, tal, los factores esenciales a considerar.
- “La forma es un lenguaje, y ese lenguaje debe sernos inteligible; estamos ansiosos de inteligibilidad y, por lo tanto, de expresión. Parte del desasosiego moderno se debe a la ausencia de expresividad legítima, a que nos rodean cosas que ostentan un hermetismo que es la negación de lo que supondría la fraternidad que damos por supuesta y que naturalmente debería leerse en la obra del hombre en el espacio” (Eladio Dieste).