

MANUAL DE CALCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO

Aplicaciones de la Norma DIN 1045

Ing. J. Pozzi Azzaro

PROLOGO

Ese polvo fino tan fino de apariencia simple y extraordinarias propiedades que denominan cemento Pórtland, es el constituyente fundamental del material constructivo más utilizado en el mundo: el hormigón. Su desarrollo ha sido tan grande que domina y caracteriza a la ingeniería y la arquitectura de este siglo y, ha de proseguir pues no existe ligante hidráulico de mejores características técnico – económicas.

Hace un siglo y medio el cemento dio origen a, al asociarse con otros productos, al hormigón, y cuando hace poco más de una centuria logró combinarse en forma técnicamente compatible el hormigón con el acero, nació el hormigón armado, material estructural por excelencia que conjuga las cualidades de un material libre de formas o estructuras preconcebidas con una capacidad ilimitada para responder positivamente a la imaginación creadora de los proyectistas y a la fuerza ejecutiva de los constructores.

La constante investigación de las propiedades y del comportamiento del hormigón dio nacimiento más adelante al hormigón pretensado, en el cual la unión del material y de las fuerzas permitió a este nuevo producto tomar las formas más diversas en estructuras y elementos y aplicar nuevas técnicas en la construcción.

El uso de este noble producto, el hormigón armado, posibilitó al hombre avanzar espectacularmente en la ejecución de obras de ingeniería y, como consecuencia de este programa ininterrumpido, los técnicos investigaron cuidadosamente la forma en que este material reaccionaba ante las nuevas exigencias que le planteaban y fueron desarrollando la búsqueda de otras aplicaciones compatibles con las cualidades del producto. Paulatinamente se fue afinando la teoría del cálculo del hormigón para determinar no sólo la economicidad de su uso sino también la seguridad de su utilización.

El Instituto del cemento Pórtland Argentino, dentro de su misión específica de promover " el perfeccionamiento ya la difusión del uso del cemento Pórtland ". Ha estado en la vanguardia en cuanto se refiere a la experimentación del cemento Pórtland y del hormigón armado. En numerosas publicaciones difundió estudios e investigaciones sobre este material y sus utilidades.

Por ello siguió de cerca la aparición y desarrollo de la teoría del cálculo del hormigón armado en estados límites que dio origen, entre otras, a la nueva Norma DIN 1045. Dentro de aquel esquema y de la responsabilidad que le cabe, el Instituto del Cemento Pórtland Argentino entendió necesario aportar la contribución a los profesionales y técnicos de la construcción para que pudieran calcular al hormigón armado en sus realizaciones con sujeción a la nueva norma que adquiriría plena vigencia en el mundo entero.

Por eso resolvió encomendar a su Jefe de la Sección Estudios Especiales Ingeniero Civil Osvaldo J. Pozzi Azzaro, la realización de un trabajo que, reunido en un libro de consulta accesible, permitiera dar respuestas a las preguntas que el uso del hormigón armado ajustado a las reglas de la norma DIN 1045 planteaban a los profesionales de la construcción.

Así que puesto en marcha el proyecto que ahora culmina con la presentación de este " Manual de Cálculo de Estructuras de Hormigón Armado. Aplicaciones de la Norma DIN 1045 " que el Instituto del Cemento Pórtland Argentino edita integrando su extenso catálogo de publicaciones técnicas, para uso de profesionales en actividad y también de estudiantes avanzados de las carreras de ingeniería y de arquitectura de nuestro país.

De esta manera el Instituto del Cemento Pórtland Argentino continúa su labor de difusión de la tecnología afín con su actividad específica y contribuye al constante interés de profesionales y técnicos por estos temas.

Deseamos agradecer a la Comisión Alemana de Hormigón Armado que nos ha permitido reproducir en este Manual parte de las tablas y ábacos que integraron la publicación de aquel origen dedicado a la Norma DIN 1045.

Buenos Aires, diciembre de 1980

Ingeniero Civil Carlos Ernesto Duvoy
Director Técnico
del Instituto del Cemento Pórtland Argentino

CAPITULO I

1. HORMIGON

1.1 INTRODUCCION

El hormigón está constituido por materiales inertes (agregados fino y grueso) que se mantienen unidos entre sí mediante una pasta endurecida de cemento y agua.

Los agregados constituyen la parte pasiva de la mezcla, mientras que la pasta de cemento y agua es el elemento activo o ligante que al endurecerse, confiere al conjunto una consistencia pétreo.

Esta propiedad ligante y endurecedora la desarrolla el elemento al entrar en contacto con agua. Se producen entonces en el seno de la masa, reacciones químicas exotérmicas complejas que transforman la pasta en un sólido que adhiere y envuelve a las partículas de los agregados, manteniéndolas unidos y comunicando al conjunto, en mayor o menor grado, las propiedades características del hormigón: resistencia y durabilidad. Estas características del hormigón no son independientes entre sí, sino que están estrecha y mutuamente ligadas, dependiendo fundamentalmente de la relación agua – cemento, de la calidad de los materiales utilizados, de sus proporciones relativas y de la forma como se ha efectuado su preparación, colocación y curado.

1.2 CEMENTO PORTLAND

En las estructuras corrientes de hormigón armado, se utilizan fundamentalmente dos tipos de cemento:

- a) cemento Portland normal (IRAM 50 000)
- b) cemento Portland de alta resistencia inicial (IRAM 50 001)

Ambos tipos de cemento son de fraguado normal, diferenciándose en que el segundo, como su nombre lo indica, adquiere elevadas resistencias a edad temprana. Con el transcurso del tiempo, las resistencias de uno y otro tienden a igualarse siendo la resistencia final prácticamente la misma. Generalmente se expende en bolsas de 50 kg o a granel.

Cuando el almacenamiento es relativamente prolongado, suele ocurrir que en las bolsas ubicadas en la parte inferior de las estibas, por efecto de la gran compresión, el cemento aparece apelmazado y como si hubiera sufrido un principio de fraguado.

Existen otros tipos de cementos como ser el cemento portland puzolánico, el cemento Portland de alta resistencia a los sulfatos y otros cementos especiales.

1.3 AGREGADOS FINOS

Los agregados finos los constituyen las arenas, que pueden ser naturales o artificiales.

Las arenas naturales, de origen silíceo, se encuentran en los lechos de los ríos o costas marítimas o en yacimientos terrestres, denominándose en tal caso arena de cantera. La arena artificial proviene de la trituración de rocas, generalmente de origen granítico, razón por la cual se la denomina arena granítica o de trituración.

Las arenas naturales poseen granos más bien redondeados, mientras que las artificiales presentan granos con aristas agudas. Las primeras conducen a hormigones más fácilmente trabajables que las segundas.

De acuerdo con su granulometría, las arenas se clasifican en finas, medianas y grandes, utilizándose para su clasificación el "módulo de fineza" que es un número obtenido sumando los porcentajes de arena retenidos por una serie preestablecida de tamices IRAM y dividiendo dicha suma por 100.

Las arenas se consideran finas cuando su módulo de fineza es inferior a 2,6; si el mismo se encuentra comprendido entre 2,6 y 2,0 se las califica como medianas y si excede de este último valor, como arenas gruesas.

Para estructuras, el módulo de finura más apropiado es 2,75 (que corresponde al tipo conocido comercialmente como "arena oriental gruesa" pero es posible obtener hormigones de buena calidad con arenas de cualquier módulo de finura, siempre que cumplan con los límites (curvas granulométricas) establecidos por la IRAM 1627 y se utiliza una dosificación correcta.

Las arenas deben ser limpias, libres de impurezas orgánicas y partículas de arcilla o limo, como así también de inclusiones salinas. En algunos casos es posible mejorar su calidad mediante el lavado.

1.4 AGREGADOS GRUESOS

Los agregados gruesos pueden ser de origen natural (canto rodado) o artificial (piedra partida), provenientes estos últimos de la trituración de rocas, generalmente graníticas.

El agregado grueso debe ser sano, no friable, libre de limo o impurezas orgánicas y sus partículas no deben ser aplanadas, sino más bien, afectar formas poliédricas.

El tamaño máximo del agregado grueso queda limitado por el espesor de los distintos elementos que constituyen una estructura. En general, no deberá superar 1/3 de la menor dimensión y si la armadura es muy densa, se limitará su tamaño a 1/4 de dicha dimensión.

1.5 AGUA DE AMASADO

El agua de amasado debe ser limpia y exenta de ácidos, álcalis o sustancias orgánicas en descomposición. En principio, cada agua potable es apta para el amasado del hormigón.

Cuando existen dudas acerca de la conveniencia de utilizar un tipo de agua determinado, conviene preparar probetas de morteros con el agua cuestionada y con agua de aptitud reconocida y comparar las correspondientes resistencias a la compresión. Si la resistencia del hormigón preparado con el agua de dudosa calidad no es inferior al 30 % de la resistencia de la probeta testigo, el agua puede utilizarse sin mayor inconveniente.

1.6 RESISTENCIA DEL HORMIGON. FACTORES INFLUYENTES

La resistencia a la compresión del hormigón, que define su calidad, depende de varios factores:

- a) edad;
- b) relación agua – cemento;
- c) dosificación;
- d) forma de curado;
- e) calidad de sus componentes;
- f) temperatura a la cual se ha producido el fraguado.

El aumento de resistencia con la edad se efectúa rápidamente al principio, crecimiento que se hace menor a partir de los 28 días. Prácticamente puede decirse que al cabo de un año el hormigón ha alcanzado su resistencia final. A efectos de establecer la calidad de un hormigón, los reglamentos exigen que se determine su resistencia a los 28 días. Los ensayos se efectúan en dos tipos de probetas: cúbicas o cilíndricas. Las probetas cúbicas tienen 20 cm de arista y las cilíndricas 15 cm de diámetro y 30 cm de altura. Los valores obtenidos con ambos tipos de probetas difieren entre sí, siendo mayor la resistencia cúbica β_w que la cilíndrica β_c . La relación entre ambas resistencias es aproximadamente:

$$\beta_w \leq 150 \text{ kg/cm}^2 \quad \beta_w = 1,25 \beta_c$$

$$\beta_w : 250 \text{ a } 550 \text{ kg/cm}^2 \quad \beta_w = 1,18 \beta_c$$

En nuestro país se utilizan las probetas cilíndricas de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura.

La relación agua – cemento en peso es uno de los factores que influyen en la resistencia de los hormigones. En el gráfico de la Figura I – 1 puede apreciarse cómo varía esta última en función de la relación agua – cemento.

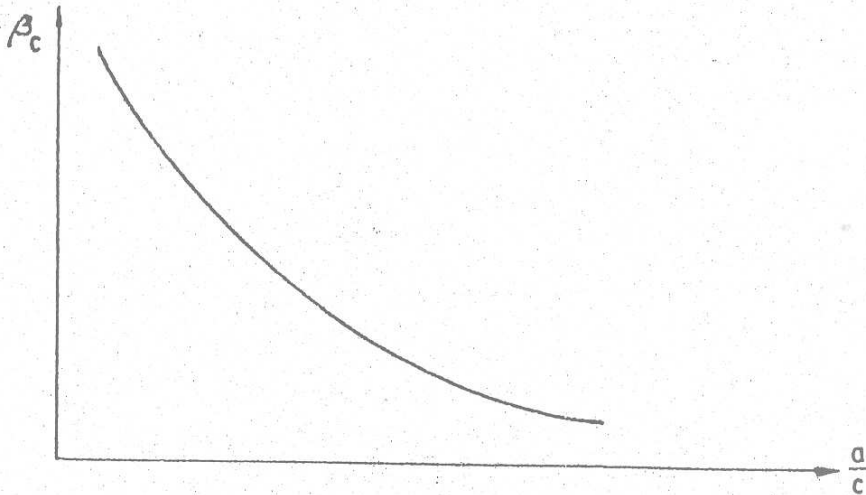


Figura I-1

La dosificación influye en el sentido que, si se utilizan proporciones de cemento y agregados que no corresponden a las características granulométricas de estos últimos, se obtienen hormigones poco compactos y porosos, de baja calidad.

El curado tiene una gran importancia, por cuanto durante el período inicial de endurecimiento (primeros 7 días), es imprescindible que el hormigón posea la humedad necesaria para que el proceso de endurecimiento se realice en condiciones óptimas. Por ello conviene mantener al hormigón, durante el período mencionado, al abrigo de la acción directa de los rayos solares y en lo posible constantemente húmedo.

La influencia de la calidad de los componentes es evidente por sí misma y no necesita mayores comentarios.

La temperatura a que tiene lugar el proceso de fraguado e inicial de endurecimiento, tiene su importancia. A medida que la misma disminuye, el fraguado se hace más lento, siendo el límite inferior de + 5 °C, temperatura para la cual prácticamente el fraguado se detiene.

Aumentando la temperatura, el fraguado y endurecimiento inicial se aceleran, lo que permite obtener resistencias más elevadas a edad temprana, pero siempre que el aumento de temperatura no signifique una pérdida de humedad, por cuanto ello tendría efectos contraproducentes.

1.6 TRABAJABILIDAD Y CONSISTENCIA DEL HORMIGÓN

Se entiende por trabajabilidad la mayor o menor facilidad de colocación y terminación en una determinada estructura. Para cada tipo o característica de obra existe una trabajabilidad adecuada, que depende del tamaño y forma de los elementos que la constituyen, disposición y cantidad de la armadura y de los métodos de colocación y compactación que se emplean.

El término consistencia define el estado de fluidez de un hormigón fresco y comprende toda la escala posible, desde la mezcla más fluida a la más seca.

Se denomina consistencia plástica del hormigón aquella que hace que este último pueda ser fácilmente moldeado en una masa compacta y densa, pero que le permite cambiar lentamente de forma si se retira el molde. Las mezclas muy secas o muy fluidas no responden a ese concepto, pues las primeras no pueden ser compactadas adecuadamente con los medios ordinarios mientras las segundas segregan al manipularse, esto es: pierden su homogeneidad, por asentamiento de los agregados gruesos.

Una forma de apreciar la consistencia la constituye el ensayo del asentamiento mediante el cono de Abrams.

Dicho ensayo no proporciona una medida absoluta de la trabajabilidad, pero para hormigones con agregados y condiciones de obra similares permite apreciar el contenido de agua.

Es aconsejable, tanto desde el punto de vista de la calidad del hormigón como de su economía, proyectar las mezclas con el menor asentamiento compatible con su apropiada colocación. De esta manera se podrá alcanzar la mínima relación agua – cemento para un mismo contenido de cemento.

1.8 DOSIFICACION DE HORMIGONES

Las proporciones de la mezcla deben responder, por una parte, a la calidad del hormigón que se requiere en cada caso (resistencia a los distintos esfuerzos y a la acción de los agentes agresivos) y, por otra parte, a las condiciones de colocación en obra, que exigen una cierta trabajabilidad de la misma.

La dosificación es correcta cuando permite satisfacer ambos requisitos con la máxima economía de material.

Existen diversos métodos para la dosificación de hormigones cuya descripción y forma de aplicación escapan a los alcances de esta publicación.

1.9 ANALISIS DEL DIAGRAMA TENSION _ DEFORMACION DEL HORMIGON

Del estudio de los diagramas $\sigma_b - \varepsilon_b$ de la Figura I - 2 obtenidos al ensayar a compresión, probetas cilíndricas de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, para hormigones de distinta calidad surgen las siguientes conclusiones:

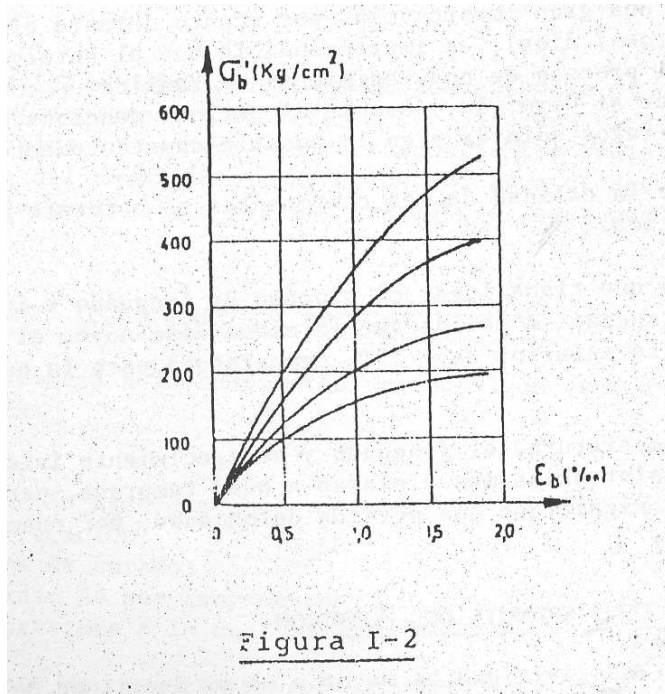


Figura I-2

σ_b = tensión de compresión en el hormigón

ε_b = deformación específica del hormigón (acortamiento)

- 1) Los diagramas son aproximadamente lineales hasta valores de σ_b del orden de la mitad del valor de rotura σ_{br} , vale decir para $\sigma_b \leq 0,5 \sigma_{br}$ la relación entre tensiones y deformaciones del hormigón se puede expresar:

$$\sigma'_b = \varepsilon_b l'_b$$

ε_b = módulo de elasticidad longitudinal del hormigón.

- 2) El valor de ε_b , representado por la tangente del ángulo que forma la recta tangente a la curva $\sigma'_b - \varepsilon_b$ en el origen con el eje de abscisas, es mayor para hormigones más resistentes.
- 3) Las deformaciones ε_b máximas alcanzan valores entre - 1,5 % y - 2 % siendo en general independientes de la calidad del hormigón.

Dado que en esta publicación se adopta como norma de cálculo la NORMA DIN 1045 (ed. 1978), utilizaremos en adelante la nomenclatura alemana en todo el planteo y desarrollo de este capítulo y los siguientes.

1. 10 DEFINICION DE RESISTENCIA MEDIA Y RESISTENCIA CARACTERISTICA

Dado un conjunto de n probetas cilíndricas, hechas con hormigón de una cierta calidad, las cuales son ensayadas a compresión, se obtendrá un conjunto de n valores de la tensión de rotura del material generalmente distintos entre sí. Se define como resistencia media de dicho hormigón al valor:

$$\beta_{cM} = \frac{1}{n} \sum \beta_{ci}$$

n

donde

β_{cM} = resistencia media

n = número de probetas cilíndricas

β_{ci} = tensión de rotura para cada probeta

La resistencia media es un valor que representa mejor la calidad del hormigón que cualquiera de los resultados aislados de cada probeta, sin embargo no da una idea precisa de la homogeneidad de la calidad del hormigón.

Veamos estos ejemplos.

EJEMPLO 1 se hicieron 4 ensayos con los siguientes resultados:

$$\beta_{c1} = 230 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_{c2} = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_{c3} = 310 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_{c4} = 340 \text{ kg/cm}^2$$

La resistencia media resulta: $\beta_{cM} = 290 \text{ kg/cm}^2$

EJEMPLO 2

$$\beta_{c1} = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_{c2} = 285 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_{c3} = 290 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_{c4} = 305 \text{ kg/cm}^2$$

y la resistencia media resulta: $\beta_{cM} = 290 \text{ kg/cm}^2$

En ambos ejemplos se obtiene igual resistencia media pero el segundo hormigón es de mejor calidad que el primero, ya que a igualdad de resistencia media la dispersión de valores individuales es menor.

Con el propósito de tener en cuenta este problema se introdujo el concepto de resistencia característica del hormigón, que se define:

$$\beta_{cN} = \beta_{cM} (1 - k \cdot \delta)$$

donde:

β_{cN} : resistencia característica del hormigón

δ : desviación o variación

$$\delta = \sqrt{1/n - 1} \times \sum (\beta_{ci}/\beta_{cM} - 1)^2 \quad \text{para } n < 30$$

$$\delta = \sqrt{1/n \times \sum (\beta_{ci}/\beta_{cM} - 1)^2} \quad \text{para } n \geq 30$$

Este valor aumenta cuanto mayor es la dispersión de los resultados β_{ci} , dando una idea de la calidad del hormigón ejecutado; su valor debe oscilar entre 0,10 y 0,25 aproximadamente.

El factor k que aparece en la expresión de β_{cM} surge de la teoría de probabilidades e implica que la resistencia característica del hormigón es un valor tal que es igualado o superado, como mínimo, por el 95 % de las probetas ensayadas. El valor de k es función del número de probetas ensayadas; en la Figura I – 3 se indican los valores de k . El número de probetas a ensayar debe ser suficientemente grande, en general más de 30, para que los resultados sean representativos.

Veamos ahora, a través de los 2 ejemplos citados, el cálculo de la resistencia característica β_{cN} :

EJEMPLO 1

$$\beta_{cM} = 290 \text{ kg/cm}^2 \quad \delta = 0,14$$

de la tabla de la Figura I – 3 se obtiene para (4) cuatro probetas:

$$k = 2,35$$

Luego $\beta_{cN} = 195 \text{ kg/cm}^2$

EJEMPLO 2

$$\beta_{cM} = 290 \text{ kg/cm}^2$$

$$\delta = 0,03$$

$$k = 2,35$$

resulta: $\beta_{cN} = 270 \text{ kg/cm}^2$

Como se observa, el hormigón del segundo ejemplo es de mejor calidad, pues su resistencia característica es mayor debido a la baja dispersión de los β_{wi} .

En la tabla de la figura I – 4 se observan los valores de E_b – módulo de elasticidad longitudinal del hormigón – y los valores de β_{cM} – resistencia media cilíndrica – correspondientes a distintos valores de desviación δ para los hormigones más utilizados.

HUMERO DE ENSAYOS MENOS UNO	k
1.....	6,31
2.....	2,92
3.....	2,35
4.....	2,13
5.....	2,02
6.....	1,94
7.....	1,90
8.....	1,86
9.....	1,83
10.....	1,81
11.....	1,80
12.....	1,78
13.....	1,77
14.....	1,76
15.....	1,75
16.....	1,75
17.....	1,74
18.....	1,73
19.....	1,73
20.....	1,72
21.....	1,72
22.....	1,72
23.....	1,71
24.....	1,71
25.....	1,71
26.....	1,71
27.....	1,70
28.....	1,70
29.....	1,70
30.....	1,70
Mayor de 30.....	1,64

Figura I-3

		β_{cN}						
		110	130	170	210	300	380	470
E_b		215.000	240.000	275.000	300.000	340.000	370.000	390.000
β_{cM}	$\delta=0,25$	186	220	288	356	509	644	797
	$\delta=0,20$	164	193	253	313	446	566	699
	$\delta=0,15$	146	172	225	278	398	504	623
	$\delta=0,10$	132	155	203	251	359	454	562

1.11 ALGUNOS FENOMENOS EN EL HORMIGON

El hormigón es un material pseudosólido, en el cual se encuentran partículas en estado sólido, rodeadas por intersticios ocupados por aire y agua, vale decir que es un material formado por las tres fases: sólido, líquida y gaseosa. Señalaremos brevemente algunas de las deformaciones propias del hormigón.

a) Hinchamiento

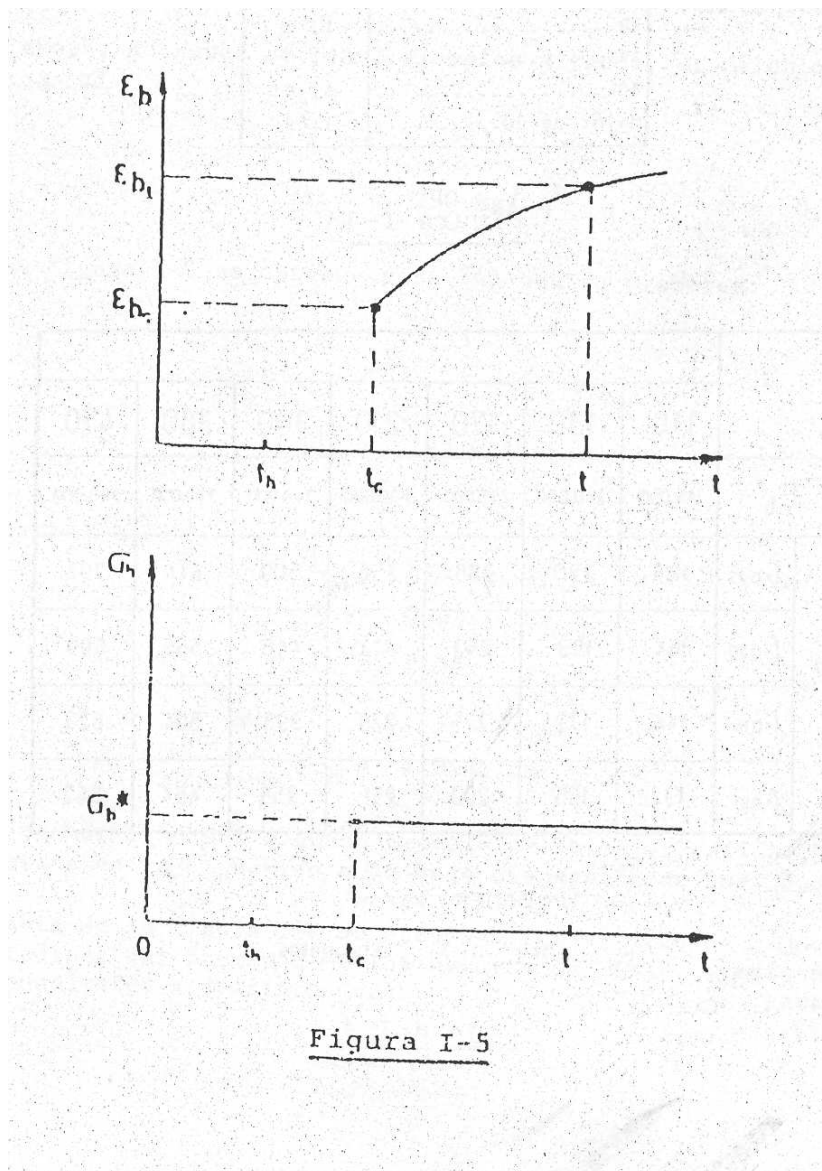
El hormigón, sumergido en agua, al endurecerse experimenta un hinchamiento creciente con el tiempo y que al cabo de 2 años se hace asintótico a un valor de 0,2 mm /m aproximadamente.

b) Retracción

Si el hormigón endurece al aire se produce una disminución de su volumen que al cabo de 2 años alcanza valores de 0,2 a 0,5 mm/m. Cuanto más seca es la atmósfera que rodea al hormigón, mayor será su contracción. No debe confundirse con la contracción de fragüe, ya que es un fenómeno de capilaridad y no de fraguado.

c) Deformación diferida

Consideramos que en el instante t_c se aplica a una probeta hormigonada en el instante t_b , una tensión de compresión σ_b^* que se mantiene constante en el tiempo. En el instante t_c , el hormigón sufre una deformación instantánea ϵ_{bc} , observamos el valor de ϵ_b en un instante t , pese a que σ_b^* se mantuvo constante. La deformación ϵ_b ha aumentado alcanzando un valor $\epsilon_{bt} = \epsilon_{bc} \cdot K$ donde K es la función de deformación diferida que depende de la edad del hormigón en el momento de empezar a aplicarse la carga $t_c - t_b$ y del tiempo de aplicación de la carga $t - t_c$.



1.12 ACERO PARA HORMIGON ARMADO

Ya se ha señalado que el hormigón posee una resistencia a la tracción relativamente reducida en comparación con su resistencia a la compresión. Como la mayoría de las estructuras que se construyen con hormigón se

encuentran solicitadas por flexión, para compensar dicho déficit de resistencia se dispone, en las partes de las secciones sometidas a tensiones de tracción, barras de acero cuya misión es absorber dichos esfuerzos. Las barras que se utilizan comúnmente son de sección circular y los diámetros usuales son:

1) Barras de acero, sección circular, laminados en caliente

Es el denominado acero común, cuya designación es AL – 22

- Resistencia a la tracción característica: $\sigma_{tk} \geq 3400 \text{ kg/cm}^2$
- Límite de fluencia característico: $\sigma_{tk} \geq 2200 \text{ kg/cm}^2$
- Alargamiento de rotura característico: $A_{10K} \geq 18 \%$

2) Barras de acero conformadas, de dureza natural

Su designación es ADN – 42. Este acero posee un límite de fluencia mayor que el acero común debido a una variación que se introduce en su composición química:

- Resistencia a la tracción característica: $\sigma_{tk} \geq 5000 \text{ kg/cm}^2$
- Límite de fluencia característico: $\sigma_{tk} \geq 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Alargamiento de rotura característico: $A_{10K} \geq 12 \%$

3) Barras de acero conformadas, de dureza mecánica, laminadas en caliente y torsionadas o estiradas en frío

Las designaciones son ADM – 42 y ADM – 60, respectivamente; esta clasificación es función del límite de fluencia convencional de cada acero. A este acero se le efectúa un tratamiento de torsionado o estirado en frío de modo de aumentar su límite de fluencia, éste se adopta en forma convencional ya que estos aceros, al ser tratados, pierden su escalón de fluencia; el límite adoptado corresponde a una deformación permanente del 2 %.

	ADM - 42	ADM - 60
Resistencia a la tracción característica	$\sigma_{bK} \geq 5000 \text{ kg/cm}^2$	$\geq 6600 \text{ kg/cm}^2$
Límite convencional de fluencia característico	$\sigma_{0,2K} \geq 4200 \text{ kg/cm}^2$	$\geq 6000 \text{ kg/cm}^2$
Alargamiento de rotura característico	$A_{10K} 10 \%$	<u>8 %</u>

4) Mallas de acero

La malla es un material compuesto por barras de acero lisas o conformadas, dispuestas en dos capas formando ángulo recto, con todas sus uniones soldadas por el proceso de soldadura eléctrica, que se suministran en paneles o rollos.

En general, se presentan mallas cuya disposición de barras forman cuadrados o rectángulos con separaciones que pueden ser de 50, 100, 150, 200, 250 y 300 mm.

Los diámetros de barras varían de 3 a 12 mm

	AM - 50	AM - 60
Resistencia a la tracción característica	$\sigma_{bK} \geq 5500 \text{ kg/cm}^2$	$\geq 6600 \text{ kg/cm}^2$
Límite convencional de fluencia característico	$\sigma_{0,2K} \geq 5000 \text{ kg/cm}^2$	$\geq 6000 \text{ kg/cm}^2$
Alargamiento de rotura característico	$A_{10K} 6 \%$	6 %

A los efectos del proceso de cálculo de acuerdo con la Norma DIN 1045, designaremos en lo sucesivo con β_{\leq} al límite de fluencia característico, sea convencional o no, o sea:

$$\beta_{\leq} = \sigma_{tk} \text{ límite real de fluencia}$$

$$\beta_{\leq} = \sigma_{0,2K} \text{ límite convencional de fluencia}$$

Como nomenclatura, para cálculos y tablas, se utilizará la siguiente:

Acero BSt 22/34

Acero BSt 42/50

Acero BSt 50/55

Los números entre barras indican el límite de fluencia y la resistencia a tracción característico, respectivamente.

CAPITULO II COMPORTAMIENTO DEL HORMIGON ARMADO. DIMENSIONAMIENTO

II.1 INTRODUCCION

El cálculo de una estructura comprende las siguientes etapas:

- Elección del esquema estructural.
- Determinación de los estados de carga.
- Cálculo de solicitaciones.
- Comprobación o dimensionamiento de secciones

Primeramente es necesario elegir el esquema estructural que refleje lo más fielmente posible el comportamiento real de la estructura, adoptando luces de cálculo, forma de trabajo, dimensiones generales y relativas de las piezas, condiciones de apoyo, etc.

Luego se deben precisar las cargas permanentes y accidentales que actúan sobre la estructura, y las combinaciones de cargas que provoquen los efectos más desfavorables sobre la misma.

El cálculo de solicitaciones se efectúa suponiendo un comportamiento elástico lineal de la estructura con proporcionalidad entre solicitaciones y deformaciones. En esta etapa, la consideración del comportamiento no lineal de los materiales es aún objeto de estudio, obteniéndose métodos de cálculo de solicitaciones muy engorrosos, que escapan a los alcances de esta publicación.

Para la comprobación o dimensionamiento de secciones se distinguen dos métodos de cálculo bien diferenciados.

- a) método clásico (tensiones admisibles)
- b) método de cálculo en estados límites (carga última)

Básicamente, ambos métodos consisten en:

- a) Método clásico: Supone una relación lineal entre tensiones y deformaciones en el hormigón; el proceso de cálculo consiste en determinar las solicitaciones debidas a las cargas máximas de servicio y dimensionar la sección de modo tal que las máximas tensiones en el hormigón y el acero no superen una fracción de la resistencia de estos materiales, fracción que se denomina tensión admisible.
- b) Método de cálculo en estados límites: La relación entre tensiones y deformaciones en el hormigón, se establece mediante una ley de variación no lineal, que sin representar la verdadera distribución de tensiones, da valores de las solicitaciones últimas, satisfactorias y compatibles con los hallados experimentalmente. El proceso de cálculo consiste en determinar las solicitaciones máximas producidas por las cargas de servicio, mayormente mediante un coeficiente de seguridad, para luego comparar dichas solicitaciones con las denominadas solicitaciones últimas, que son aquéllas que producirían resistencia real elegida como resistencia de cálculo.

II.2 SEMEJANZAS Y DIFERENCIAS ENTRE CALCULO CLASICO Y EN ESTADOS LIMITES

- a) Hipótesis de Bernoulli

Ambos métodos presuponen la validez de la hipótesis de Bernoulli " las secciones planas antes de la solicitación permanecen también planas al ser sometidas a dicha solicitación ". Esto implica diagramas de deformaciones específicas lineales y presupone una total adherencia entre acero y hormigón.

- b) Relación tensión – deformación

Supongamos la viga de la Figura II – 1 de hormigón armado simplemente apoyada y sometida a un estado de carga creciente hasta llegar a la rotura por flexión.

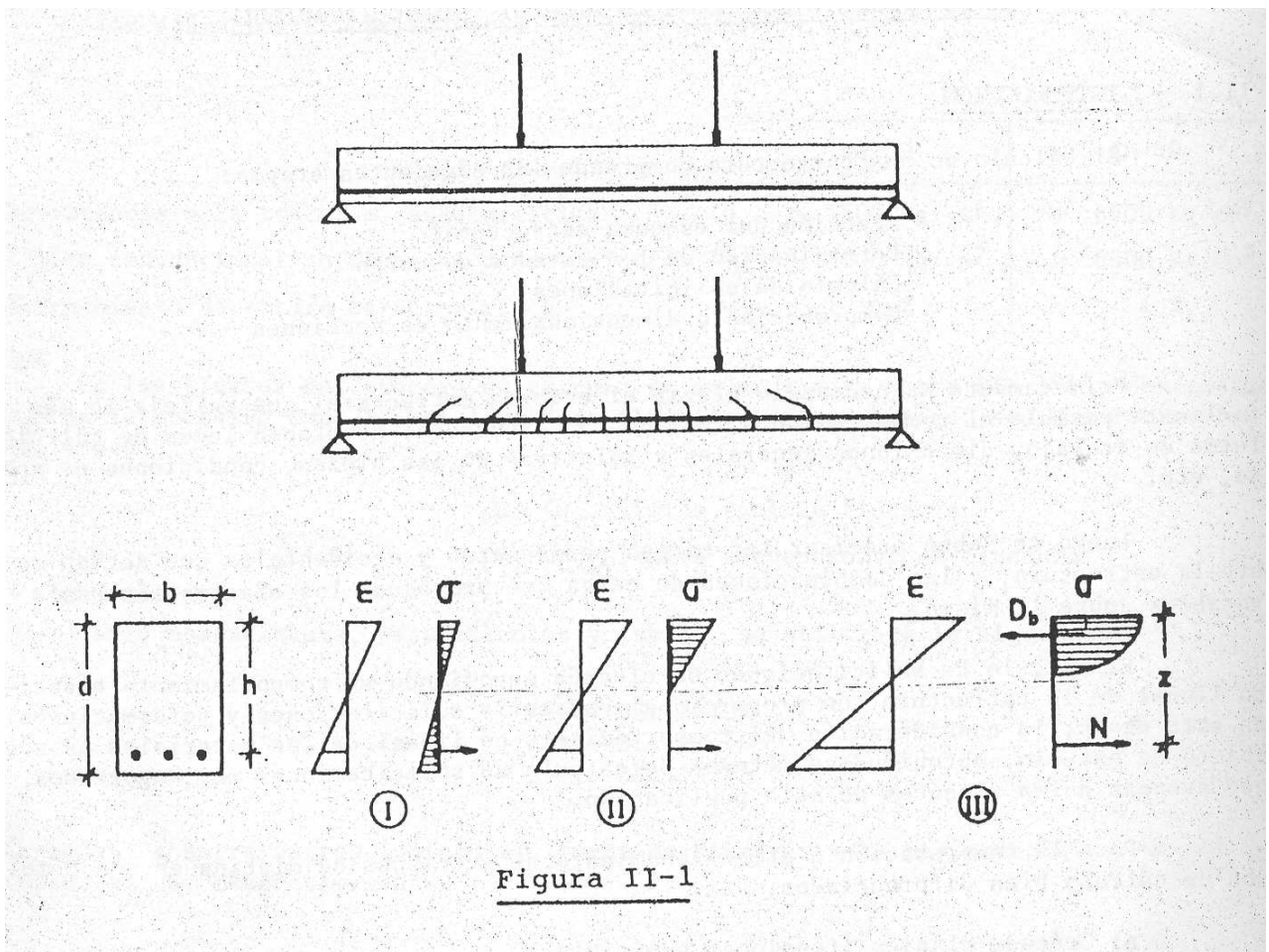


Figura II-1

Analicemos ahora una sección comprendida en el tercio central, donde se producen los máximos momentos flexores e iniciemos el proceso de carga. En un principio se producirán deformaciones específicas ϵ en la sección que provocarán un estado de tensión lineal en el hormigón, tanto de compresión como de tracción y un esfuerzo de tracción en el acero. Este estado de tensión se denomina ESTADO I y se mantiene para valores de las deformaciones específicas ϵ tales que provoquen tensiones de tracción en el hormigón no mayores que la admisible.

En este estado no aparecen fisuras en la pieza, pudiendo trabajar en conjunto hormigón y acero bajo esfuerzo de tracción.

Al aumentar las cargas aumentan las deformaciones produciendo fisuras en el hormigón en la zona traccionada de modo que, el par interno en la sección lo forman la resultante del diagrama lineal de tensiones de compresión en el hormigón y el esfuerzo de tracción en el acero. Este estado se denomina ESTADO II y es válido hasta valores de tensión de compresión en el hormigón de aproximadamente la mitad del valor de la tensión de rotura, límite hasta el cual es válida la relación lineal entre tensiones y deformaciones.

Es de observar que el eje neutro se ha acercado a las fibras comprimidas respecto del ESTADO I, debido a la presencia de fisuras en la zona traccionada.

Si incrementamos nuevamente las cargas, las deformaciones específicas ϵ aumentan, con lo cual, si nos ubicamos en el diagrama σ, ϵ del hormigón veremos que la relación entre ambas magnitudes no es lineal, de modo que el diagrama de tensiones de compresión en el hormigón se incurva tomando cada fibra más carga de la que tomaría de existir una distribución lineal, aumentando el brazo elástico de la pieza x y la fuerza normal N . Este estado se denomina ESTADO III.

El ESTADO II es el utilizado en el cálculo clásico y el ESTADO III en el cálculo en estados límites.

De este análisis surgen como conclusiones:

- Ambos métodos no admiten contribución del hormigón a la tracción, a diferencia del ESTADO I.
- La adopción de un diagrama σ, ϵ lineal en el hormigón no es válida, como puede apreciarse en el gráfico de la Figura I - 2.

c) Seguridad

En el método de cálculo en estados límites se mayoral las solicitaciones de servicio mediante coeficientes de seguridad. Estos dependen de que la estructura "avise" la rotura mediante fisuras bien visibles o que por el

contrario se pueda producir rotura brusca, sin aviso. El coeficiente de seguridad debe aumentar cuando la posibilidad de

“aviso” disminuye.

En el método clásico no es posible determinar la seguridad de la estructura ya que, al suponer un diagrama σ, ϵ lineal en el hormigón, que dista mucho de la realidad, el cociente entre la tensión de la rotura del material y la tensión de trabajo no refleja el coeficiente de seguridad con que trabaja la pieza.

d) Determinación de las tensiones de cálculo de los materiales

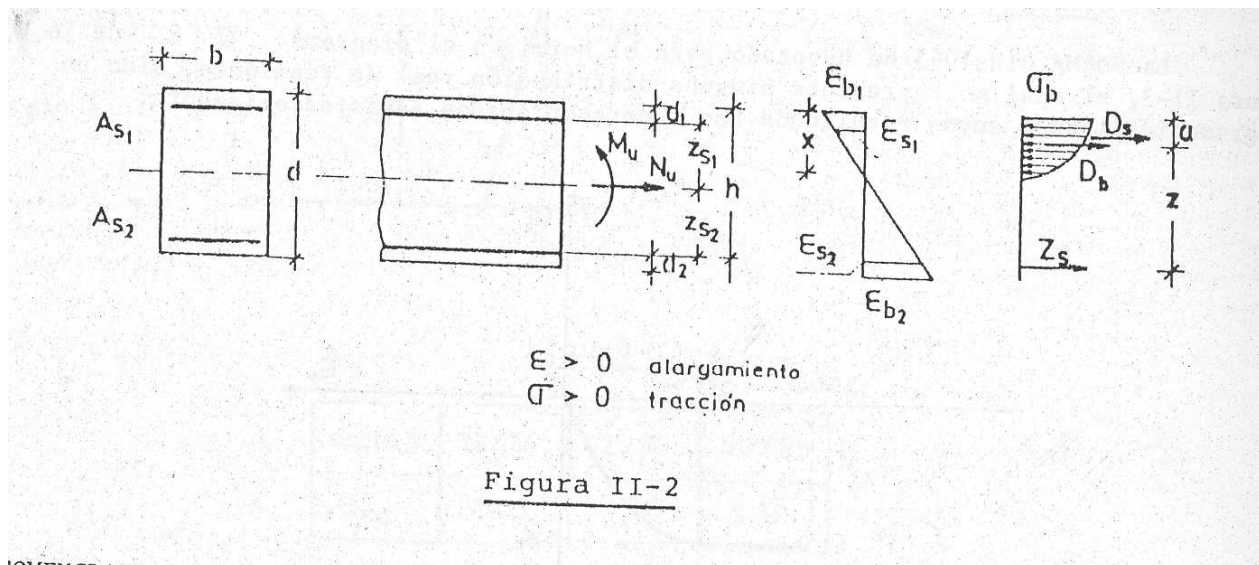
En el método clásico se establece la tensión admisible del hormigón a partir de la resistencia media obtenida en el ensayo a compresión de varias probetas y la tensión admisible del acero a partir de la tensión correspondiente al límite elástico garantizado.

En el cálculo a rotura, las resistencias de cálculo del hormigón y del acero se obtienen de las tensiones características de ambos materiales que se determinan tal cual lo explicado en el capítulo de materiales.

II.3 CALCULO Y DIMENSIONAMIENTO SEGÚN NORMA DIN 1045

En lo que sigue se aplicarán las bases generales de cálculo y dimensionamiento de la nueva NORMA DIN 1045.

II.3.1 ECUACIONES GENERALES DE EQUILIBRIO



NOMENCLATURA

- d: altura total de la sección
- b: ancho total de la sección
- h: altura útil de la sección, distancia entre la fibra más comprimida del hormigón y la armadura traccionada
- d_1, d_2 : recubrimiento
- x: profundidad del eje neutro
- z: brazo elástico de la sección, distancia entre la resultante de tensiones de compresión en el hormigón – D_b – y el esfuerzo en la armadura traccionada – Z_s –
- D_s : esfuerzo en la armadura comprimida
- $\epsilon_{b1}, \epsilon_{b2}$: deformaciones específicas en las fibras más y menos comprimidas respectivamente
- $\epsilon_{s1}, \epsilon_{s2}$: deformaciones específicas en la armadura comprimida y traccionada respectivamente
- N_u, M_u : solicitaciones últimas

$$N_u = D_s + D_b + Z_s \quad (1)$$

$$M_u = - D_b (d/2 - a) - D_s (d/2 - d_1) + Z_s (d/2 - d_2) \quad (2)$$

$$M_{s2u} = M_u - N_u \cdot z_{s2} = - D_b \cdot Z - D_s (h - d_1) \quad (3)$$

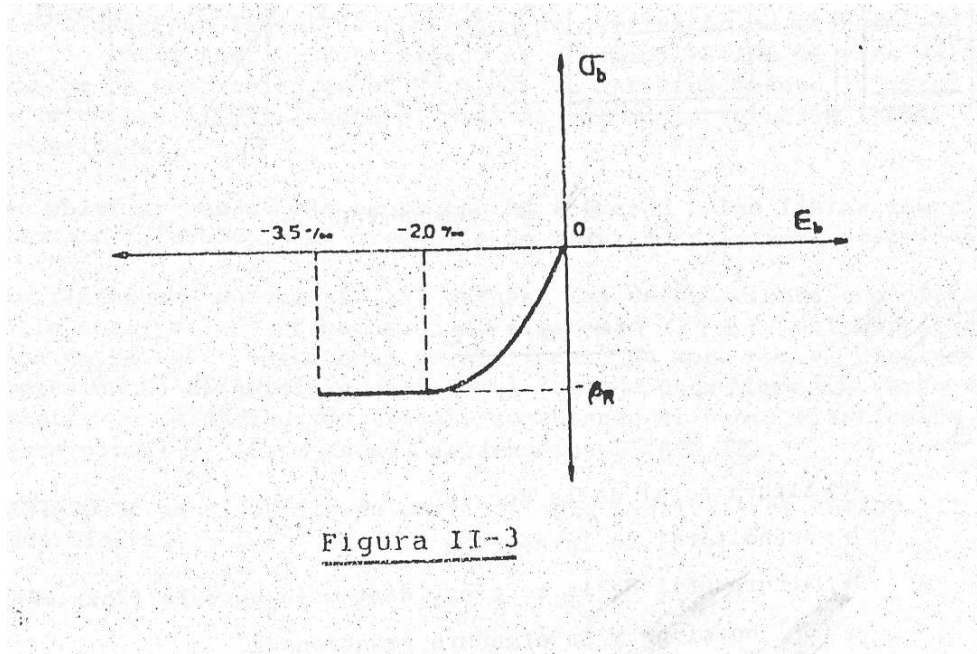
$$M_{s1u} = M_u + N_u \cdot Z_{s1} = D_b (a - d_1) + Z_s (h - d_1) \quad (4)$$

- (1) ecuación de equilibrio de fuerzas
- (2) ecuación de equilibrio de momentos, respecto del eje baricéntrico
- (3) ecuación de equilibrio de momentos, respecto de la armadura traccionada
- (4) ecuación de equilibrio de momentos, respecto de la armadura comprimida.

II.3.2 DIAGRAMAS CONVENCIONALES

a) Hormigón

La NORMA DIN 1045 ha adoptado para el hormigón el diagrama σ, ϵ de la Figura II – 3, el cual no representa ninguna distribución real de tensiones, sino un diagrama idealizado cuyos resultados han sido comprobados satisfactoriamente.



La función $\sigma_b = f(\epsilon_b)$ queda definida de este modo:

$$0 < \epsilon_b : \sigma_b = 0$$

$$-2\text{‰} \leq \epsilon_b \leq 0 : \sigma_b = -\beta_R [1 - (1 + \epsilon_b / 2 \times 10^{-3})^2]$$

$$-3,5\text{‰} \leq \epsilon_b \leq -2\text{‰} : \sigma_b = -\beta_R$$

Siendo β_R tensión de compresión de cálculo

β_{cn}	110	130	170	210	300	380	470
β_R	70	105	140	175	230	270	300

La máxima deformación específica admitida es de -3,5 ‰ (solicitaciones a flexión simple o compuesta de gran excentricidad) y de -2‰ para compresión pura o flexión compuesta de pequeña excentricidad.

b) Acero

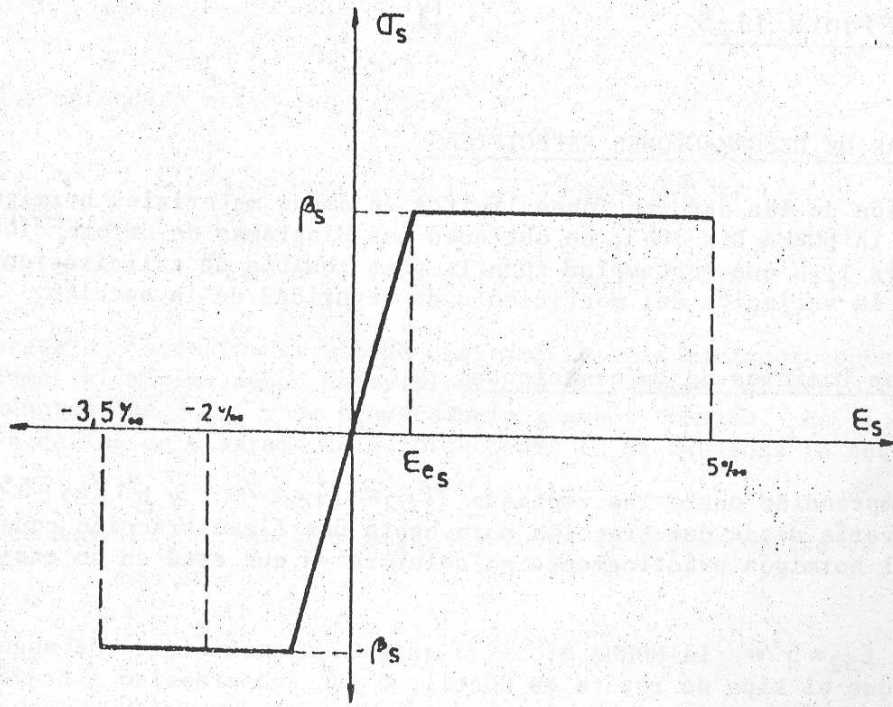


Figura II-4

Acero	22/34	42/50	50/55
ϵ_{es}	1,05	2,00	2,38

Este diagrama ideal es aplicable para aceros de dureza natural como para aceros conformados en frío. Como deformación específica máxima a tracción se admite un valor del 5‰, pues si bien pueden admitirse alargamientos mayores antes de producirse el agotamiento de la pieza, se adopta como límite funcional de la misma un espesor acumulado de fisuras de 5 mm por metro de largo.

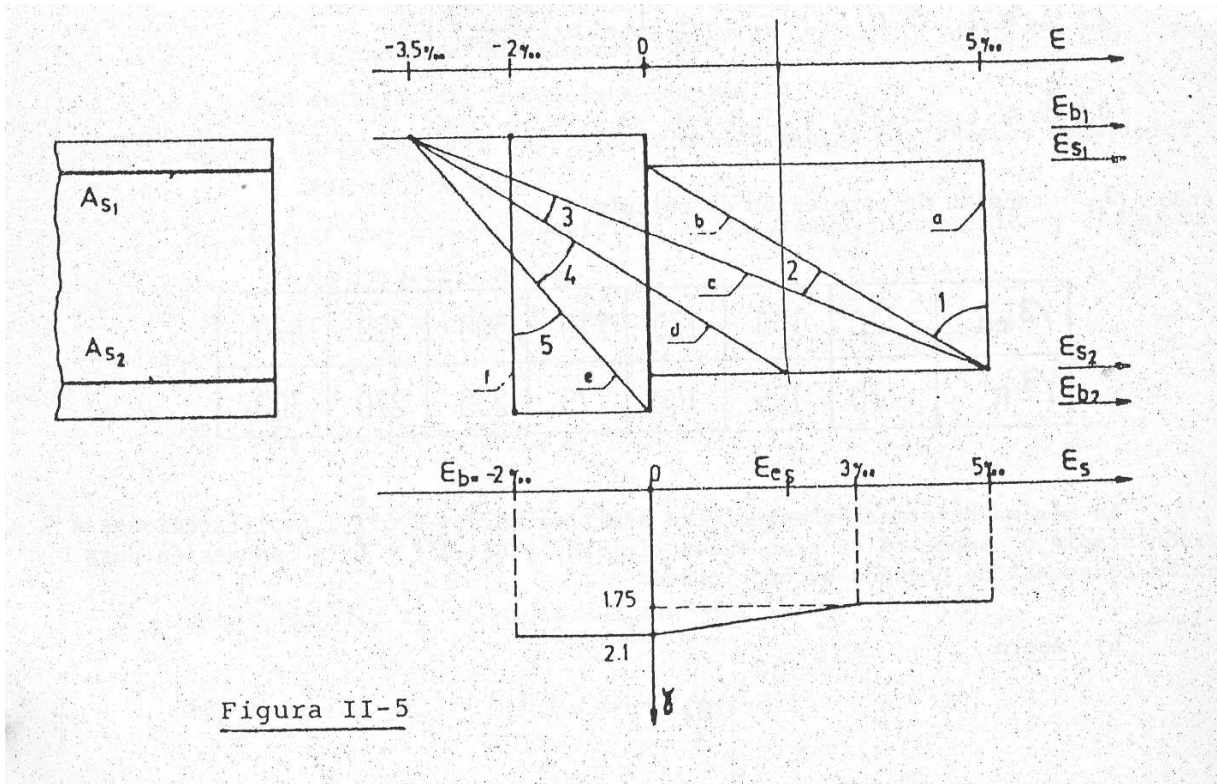


Figura II-5

II.3.3 DIAGRAMAS DE DEFORMACIONES ESPECIFICAS

En función de las deformaciones límites de ambos materiales hormigón y acero, establecidas por la NORMA DIN 1045, se obtiene los diagramas de deformaciones específicas de la Figura II – 5 que contemplan toda la gama posible de solicitaciones. Se representa también la variación del coeficiente de seguridad de la sección.

Descripción de los Dominios de Deformaciones

Dominio 1

Está comprendido entre las rectas a ($\epsilon_{S2} = \epsilon_{S1} = 5 \%$) y b ($\epsilon_{S2} = 5\%$; $\epsilon_{S1} = 0$).

La solicitación varía desde una tracción pura hasta una flexo tracción con pequeña excentricidad, el hormigón prácticamente no colabora ya que está en su casi totalidad traccionado.

Siendo $\epsilon_{S2} = 5\%$ la NORMA DIN 1045 asigna un coeficiente de seguridad $\gamma = 1,75$ ya que el tipo de rotura es dúctil, o sea con preaviso a través de fisuras claramente visibles.

Dominio 2

Está comprendido entre las rectas

$$b \quad \epsilon_{S2} = 5 \% \quad ; \quad \epsilon_{S1} = 0$$

$$c \quad \epsilon_{S2} = 5 \% \quad ; \quad \epsilon_{b1} = - 3,5 \%$$

La solicitación oscila entre flexión pura o flexión compuesta.

- 1) Si A_s es muy grande, al trabajar con un $\epsilon_{S2} = 5 \%$ la resultante de tracción Z_s en las armaduras es mayor que la resultante de compresión D_b en el hormigón, en consecuencia la solicitación será de flexo tracción.
- 2) Si A_s es pequeña estamos en el caso inverso, flexo compresión.
- 3) Si A_s es tal que $Z_s = D_b$, estamos en presencia de flexión pura.

Dominio 3

Está comprendido entre las rectas

$$c \quad \epsilon_{S2} = 5\% \quad ; \quad \epsilon_{b1} = - 3,5\%$$

$$d \quad \varepsilon_{S2} = 0 \quad ; \quad \varepsilon_{b1} = - 3,5 \text{ ‰}$$

siendo ε_{es} la deformación específica del acero correspondiente al límite elástico del diagrama σ, ε convencional.

En este dominio se aprovechan el hormigón y el acero por completo ya que ambos materiales trabajan bajo deformaciones que corresponden a tensiones máximas.

El coeficiente de seguridad aumenta para valores de ε_S menores que 3‰, hasta un valor igual a 2,1 cuando $\varepsilon_S = 0$. El tipo de solicitaciones es equivalente al visto en el dominio 2.

Dominio 4

Está comprendido entre las rectas

$$d \quad \varepsilon_{S2} = \varepsilon_{es} \quad ; \quad \varepsilon_{b1} = - 3,5 \text{ ‰}$$

$$e \quad \varepsilon_{b2} = 0 \quad ; \quad \varepsilon_{b1} = - 3,5 \text{ ‰}$$

La recta d nos define el último diagrama de deformaciones específicas en el cual aprovechamos al máximo ambos materiales, de allí en más el acero trabaja con deformaciones menores que ε_{es} y en consecuencia a menor tensión. En el otro extremo la recta e nos define un diagrama de deformaciones en el que toda la sección está comprimida.

A este dominio corresponden solicitaciones de flexo – compresión con pequeña excentricidad.

Dominio 5

Está comprendido entre las rectas

$$e \quad \varepsilon_{b2} = 0 \quad ; \quad \varepsilon_{b1} = - 3,5 \text{ ‰}$$

$$f \quad \varepsilon_{b2} = - 2 \text{ ‰} \quad ; \quad \varepsilon_{b1} = - 2 \text{ ‰}$$

la solicitación varía desde flexo – compresión con pequeña excentricidad a compresión pura. La deformación correspondiente a la rotura debida a este último tipo de solicitación es $\varepsilon_{b1} = - 2 \text{ ‰}$, en general podemos expresar:

$$\varepsilon_{b1} = - 3,5 \text{ ‰} - 0,75 \varepsilon_{b2}$$

II.4 DIMENSIONAMIENTO A FLEXION PURA O FLEXION COMPUESTA CON GRAN EXCENTRICIDAD (SECCION RECTANGULAR)

Para elementos sometidos preponderantemente a flexión – losas, vigas, etc – es conveniente la utilización de las tablas T.1 a T.3 denominadas K_h , de fácil manejo y que permiten calcular las armaduras más adecuadas, tanto traccionadas como comprimidas, para este tipo de solicitación.

Utilización de la tabla K_h

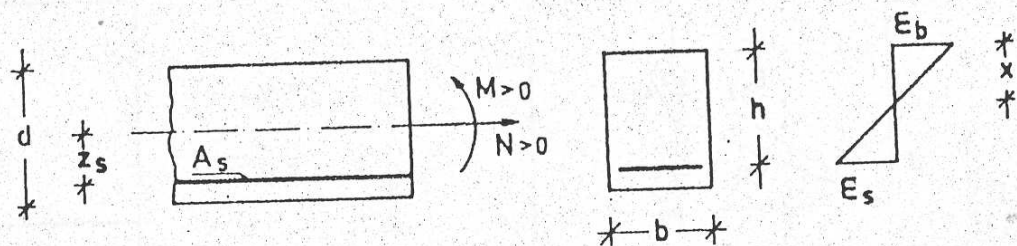


Figura II-6

Se determina primeramente el valor M_s , momento respecto de la armadura traccionada

$$M_s = M - N \cdot z_s \quad (\text{tm})$$

M; z_z: deberán tomarse siempre con signos positivos
 N: deberá tomarse positivo si es de tracción y negativo si es de compresión

Se calcula ahora el valor de K_h:

$$K_h = \frac{h \text{ (cm)}}{\sqrt{M_s \text{ (tm)} / b \text{ (cm)}}$$

Entrando en tablas en función del acero, en la columna correspondiente a la resistencia del hormigón de nuestra pieza y en el renglón del valor K_h inmediato inferior al K_h calculado, se obtienen los siguientes valores:

ε_s : deformación en el acero
 ε_{b1}: deformación en la fibra más comprimida del hormigón

σ_{su}/γ : tensión de servicio en el acero

k_x: factor que permite calcular la profundidad del eje neutro

$$x = k_x \cdot h$$

k_z: factor que permite calcular el brazo elástico de la sección

$$z = k_z \cdot h$$

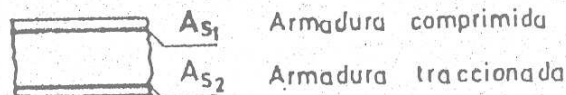
k_s: factor de cálculo de la armadura:

$$A_s \text{ (cm}^2\text{)} = \frac{M_s \text{ (tm)}}{h \text{ (m)}} \cdot k_s + \frac{N \text{ (t)}}{\sigma_{su}/\gamma \text{ (t/cm}^2\text{)}}$$

Se denomina K_h^{*} al valor de K_h correspondiente a ε_{b1} = - 3,5 ‰.

Cuando el K_h calculado resulta menor que K_h^{*} es conveniente colocar armadura comprimida, entrando en tablas se obtienen valores de k_s y k_{s1} con los cuales se calculan:

$$A_{s2} \text{ (cm}^2\text{)} = \frac{M_s \text{ (tm)}}{h \text{ (m)}} \cdot k_s \cdot \rho + \frac{N \text{ (t)}}{\sigma_{su}/1,75 \text{ (t/cm}^2\text{)}} ; A_{s1} \text{ (cm}^2\text{)} = \frac{M_s \text{ (tm)}}{h \text{ (m)}} \cdot K_{s1} \cdot \rho_1$$



Las tablas de K_h han sido preparadas para relaciones d₁/h = 0,07, los valores ρ y ρ₁ son factores de corrección a utilizar cuando d₁/h > 0,07; por el contrario, si d₁/h < 0,07 se adopta: ρ = ρ₁ = 1.

Al lado de la columna correspondiente a K_h se observa una columna de valores "ds", diámetros máximos de la barra d acero a colocar para que las fisuras a formarse sean admisibles.

Ocurre a menudo que el diámetro máximo "ds" que nos admite la norma, no es comercial o deseamos colocar otro mayor, en este caso es necesario aumentar la armadura y se calcula mediante la siguiente expresión:

$$A_s = A_{scal} \sqrt[3]{d_1/d_2}$$

Donde:

A_s (cm²): armadura necesaria para cumplir con la condición de fisuración admisible.

A_{scal} (cm²): es la armadura calculada con la expresión general.

d_s : diámetro máximo que admite la norma para el K_h calculado.

D_i : diámetro de barra que deseamos colocar.

II.5 DIMENSIONAMIENTO A COMPRESION PURA $N < 0$; $M = 0$

La ecuación de equilibrio de fuerzas resulta:

$$N = - \frac{1}{\gamma} (A_b \cdot \beta_R + A_s \cdot \sigma_{su})$$

o

$$N = - \frac{A_b}{\gamma} (\beta_R + \text{tot } \mu_0 \cdot \sigma_{su})$$

γ : coeficiente de seguridad = 2,1

β_R : tensión de cálculo en el hormigón

σ_{su} : tensión en el acero para un acortamiento unitario del - 2‰

Acero Tipo	σ_{su} (t/cm ²)
BSt 22/34	2,2
BSt 42/50	4,2
BSt 59/55	4,2

A_b : sección de hormigón; $\text{tot } \mu_0 = \text{cuantía geométrica total} = \frac{A_s}{A_b}$

A_s : sección de acero

Las siguientes expresiones permiten calcular A_b y A_s en forma general o en función de la cuantía geométrica total.

$$A_b = - \frac{1}{\beta_R} (\gamma \cdot N + A_s \cdot \sigma_{su}) \qquad A_b = - \frac{\gamma \cdot N}{\beta_R + \text{tot } \mu_0 \cdot \sigma_{su}}$$

$$A_s = - \frac{1}{\sigma_{su}} (\gamma \cdot N + A_b \cdot \beta_R) \qquad A_s = - \frac{\gamma \cdot N}{(\beta_R / \text{tot } \mu_0 + \sigma_{su})}$$

II.6 DIMENSIONAMIENTO A FLEJO - TRACCION

$$N > 0 \qquad M_s = M - N \cdot z_{s2} \leq 0$$

En este caso el esfuerzo de tracción es muy grande frente a la flexión, haciendo que toda la sección esté traccionada, puesto que si: $M_s \leq 0$,

$$M - N \cdot z_{s2} = N (e - z_{s2}) \leq 0$$

Siendo $N > 0$ debe ser $e - z_{s2} \leq 0$, o sea $e \leq z_{s2}$

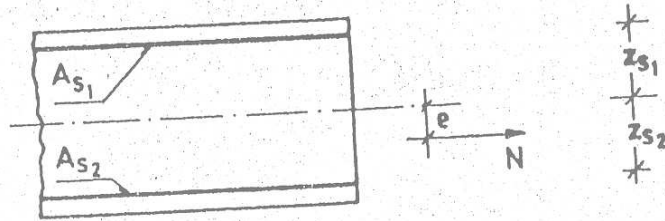


Figura II-7

Planteando una ecuación de momentos respecto de la armadura A_{s2} se obtiene la ecuación A_{s1} y viceversa.

$$A_{s1} = \frac{N}{\sigma_{su}/\gamma} \frac{(z_{s2} - e)}{(z_{s2} + z_{s1})} \qquad A_{s2} = \frac{N}{\sigma_{su}/\gamma} \frac{(z_{s2} + e)}{(z_{s1} + z_{s2})}$$

donde

$$\frac{\sigma_{su}}{\gamma} = \frac{\beta_s}{1,75}$$

Acero Tipo	β_s/γ (t/cm ²)
BSt 22/34	1,26
BSt 42/50	2,4
BSt 50/55	2,86

II.7 DIMENSIONAMIENTO A FLEXION COMPUESTA CON PEQUEÑA EXCENRICIDAD (SECCION RECTANGULAR)

Para este tipo de sollicitación, característico en columnas de borde o pie de pórtico, es conveniente colocar armadura simétrica. A tal efecto se utilizan los diagramas de interacción A4 a A12 que abarcan todo el campo de sollicitaciones posibles y permiten determinar la armadura necesaria.

El procedimiento a seguir es el siguiente:

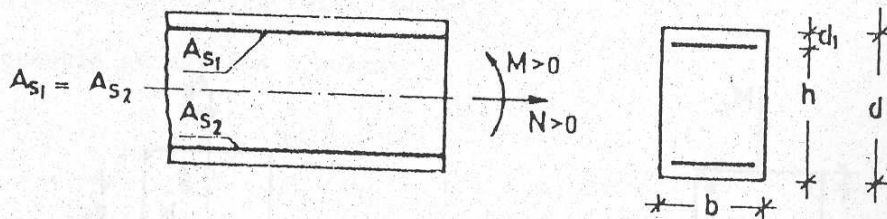


Figura II-8

a) Se determinan los esfuerzos adimensionales:

$$n = \frac{N}{b \cdot d \cdot \beta_R} \qquad m = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \beta_R}$$

donde es importante señalar que d no es el lado mayor, sino aquél que representa la altura de la sección cuando actúa el momento M , o sea

$$j = \frac{b \cdot d^3}{12}$$

Utilizando ahora el diagrama de interacción que corresponde, en función del tipo de acero y del recubrimiento d_1/h trazamos dos rectas, una paralela al eje de abscisas por el punto \underline{n} dato y otra paralela al eje de ordenadas por el punto \underline{m} dato y en la intersección de ambas obtendrá el valor de la cuantía mecánica $\omega_{01} = \omega_{02}$.

De este modo podemos determinar la cuantía geométrica total μ_0

$$\text{tot } \mu_0 = \mu_{01} + \mu_{02} \quad \text{siendo} \quad \mu_{01} = \mu_{02} = \frac{\omega_{01}}{\beta_s/\beta_R}$$

y la armadura

$$A_{s2} = A_{s1} = \mu_{01} \cdot b \cdot d \quad A_s = A_{s1} + A_{s2}$$

A su vez, en los diagramas de interacción están indicadas rectas de igual estado de deformación y rectas de igual coeficiente de seguridad.

II.8 DIMENSIONAMIENTO A FLEXION COMPUESTA OBLICUA (SECCION RECTANGULAR)

Este tipo de sollicitación se presenta, por ejemplo, en columnas que trabajen como pie de dos pórticos perpendiculares entre sí, o que soporten dos ménsulas normales entre sí.

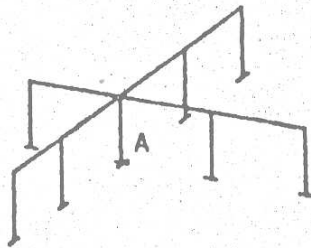


Figura II-9

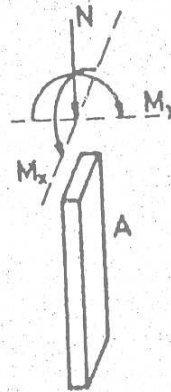


Figura II-10

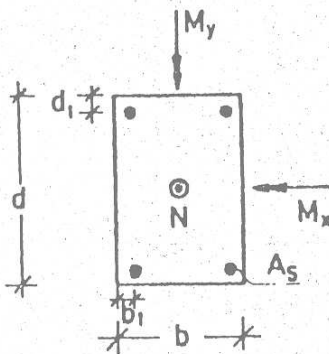


Figura II-11

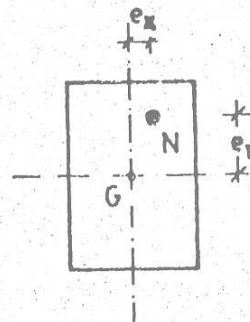


Figura II-12

En función de la posición del centro de presión, que ubicamos con

$$e_x = \frac{M_y}{N} \quad e_y = \frac{M_x}{N}$$

elegimos la disposición de la armadura en la sección, en la Figura II – 13 se observan, en sombreado, las zonas donde se ubica el centro de presiones y la armadura más conveniente para cada caso.

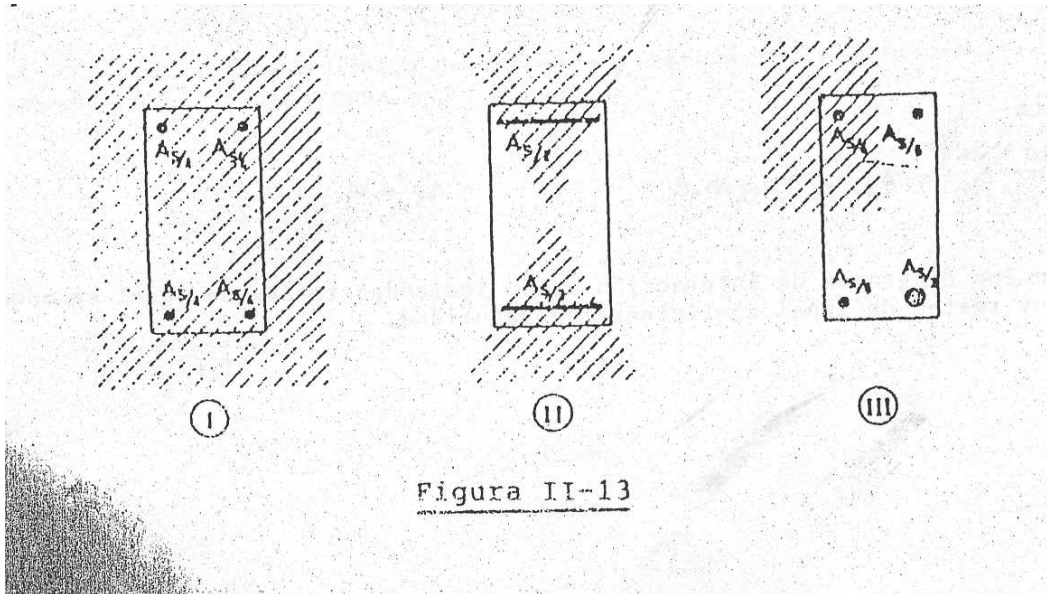


Figura II-13

La disposición I resulta apta para secciones en las cuales, el centro de presión puede ubicarse en diferentes posiciones debido a que los momentos pueden cambiar de signo y donde $M_x \approx M_y$.

La disposición II es aceptable cuando $M_x > M_y$ y puede haber cambio de signo.

La disposición III es válida cuando resulta $M_x > M_y$ ó $M_y > M_x$, pero los momentos no cambian de signo.

Luego determinamos

$$n = \frac{N}{b \cdot d \cdot \beta_R} ; \quad m_x = \frac{M_x}{b \cdot d^2 \cdot \beta_R} ; \quad m_y = \frac{M_y}{b^2 \cdot d \cdot \beta_R}$$

utilizando los ábacos A13 y A15, con el valor \underline{n} ubicamos el octante en el cual se debe trabajar y haciendo

$$\text{si } m_x > m_y : \quad m_1 = m_x \quad m_2 = m_y$$

$$\text{si } m_y > m_x : \quad m_1 = m_y \quad m_2 = m_x$$

se obtiene la cuantía mecánica total $\text{tot } \omega_0$

La cuantía geométrica resulta:

$$\text{tot } \mu_0 = \frac{\text{tot } \omega_0}{\beta_s / \beta_R}$$

y la armadura total

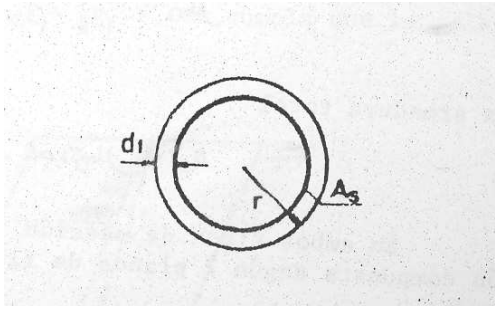
$$A_s = \text{tot } \mu_0 \cdot b \cdot d$$

II.9 DIMENSIONAMIENTO A FLEXIÓN COMPUESTA (SECCIÓN CIRCULAR Y ANULAR)

a) Sección Circular

Describiremos ahora los pasos a seguir para dimensiones en elementos de sección circular sometido a flexión compuesta. A tal efecto, se utiliza el diagrama de intersección A.16, determinándose:

$$n = \frac{N}{r^2 \beta_R} \quad m = \frac{M}{r^3 \beta_R}$$



Con n y m se obtienen, del diagrama correspondiente, los siguientes valores:

ϵ_{b1} , ϵ_{b2} : deformaciones del hormigón en las fibras más alejadas.

ϵ_s : deformación en el acero.

$\text{tot } \omega_0$: cuantía mecánica, con la cual podemos determinar la cuantía geométrica.

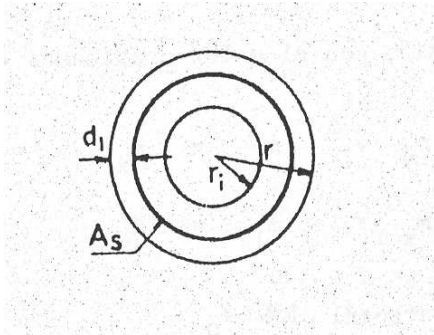
$$\text{tot } \mu_0 = \frac{\text{tot } \omega_0}{\beta_s / \beta_R}$$

y la armadura total

$$A_s = \text{tot } \mu_0 \cdot \pi \cdot r^2$$

b) Sección Anular

En este caso, se utilizan los ábacos A.17 ó A.18, según resulten la relación entre radios y la relación $d_1 / (r - r_1)$, siendo d_1 el recubrimiento de la armadura.



Se determina

$$n = \frac{N}{\alpha \cdot r^2 \cdot \beta_R}$$

$$m = \frac{M}{\alpha \cdot r^3 \cdot \beta_R}$$

r_1/r	α
0,70	0,51
0,90	0,19

La cuantía geométrica resulta

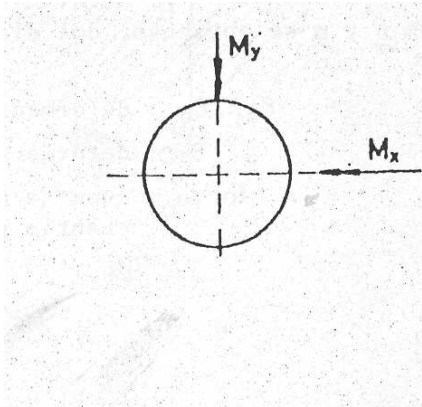
$$\mu_0 = \frac{\omega_0}{\beta_s / \beta_R}$$

y la ecuación total

$$A_s = \mu_0 \cdot \alpha \cdot \pi \cdot R^2$$

En ambos tipos de sección (circular o anular), si la sollicitación es de flexión compuesta según dos planos de flexión se dimensiona del mismo modo, sólo que haciendo:

$$M = \sqrt{M_x^2 + M_y^2}$$



CAPITULO III LOSAS

III.1 Introducción

Los entrepisos de hormigón más comúnmente usados, están constituidos por losas y vigas, formando un todo monolítico. Las cargas que actúan sobre las primeras se transmiten a las segundas y estas últimas las transfieren a las columnas, ya sea directamente o por intermedio de otras vigas.

A su vez, las columnas transmiten al terreno de fundación, mediante sus respectivas bases, el total de las cargas actuantes.

Las losas de entrepiso pueden ser llenas o alivianadas, según que todo el espesor esté ocupado por hormigón o que se intercalan en el mismo, elementos huecos prefabricados, obteniéndose así estructuras más livianas y aislantes. Otro tipo de losa muy utilizada es la losa nervurada constituida por nervios o vigas de escasa separación entre sí y losa superior o placa de poco espesor (7 cm), que los une a todos ellos. En estos casos, el moldeo de la losa se efectúa en obra conjuntamente con las vigas que le sirven de apoyo.

También pueden construirse losas de entrepiso con elementos resistentes premoldeados, los que permiten acelerar la construcción y, al mismo tiempo, eliminar o reducir a un mínimo el empleo de encofrados, con la consiguiente reducción de costos.

III.2 LOSAS MACIZAS

III.2.1 CLASIFICACION: LOSAS ARMADAS En 1 O 2 DIRECCIONES

Losas es todo aquel elemento constructivo estructural en el cual dos de sus dimensiones prevalecen frente a la tercera, y las cargas actúan en una dirección normal al plano medio de la losa.

Desde el punto de vista de su funcionamiento estructural podemos clasificar en dos tipos:

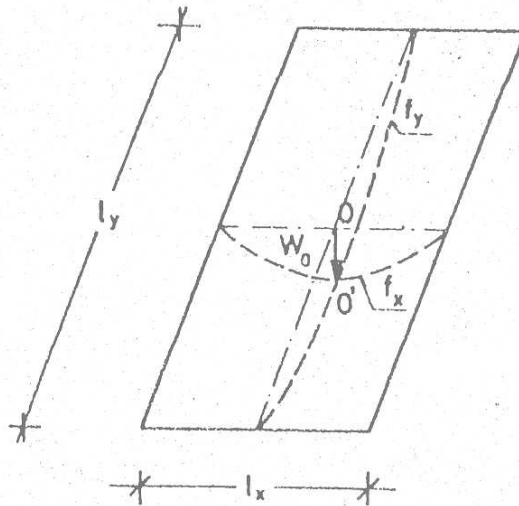
- a) armadas en una dirección
- b) armadas en dos direcciones

Del tipo a) tenemos:

- Losa en voladizo
- Losa con dos lados opuestos apoyados y dos libres.

Y todas aquellas losas que, apoyadas en tres o cuatro lados, se cumpla que la relación entre sus lados resulta: $l_y/l_x > 2$.

Figura III-1



Se explica esta clasificación por lo siguiente: supongamos la placa de la Figura III – I, simplemente apoyada en sus cuatro bordes y con carga uniforme y repartida en toda su superficie, siendo O el punto medio de la placa, W_0 será el descenso del mismo y la flecha máxima.

Si analizamos ahora las deformadas de dos fibras, pasantes por O de dirección x y dirección y, vemos los radios de curvaturas de las deformadas son diferentes.

Llamando f_x a la deformada en la dirección x y f_y a la deformada en la dirección y vemos que $\rho_x < \rho_y$

ρ_x : radio de curvatura en la dirección x

ρ_y : radio de curvatura en la dirección y

siendo $W'' = \frac{1}{\rho}$ la curvatura de la deformada resulta:

$$W''_x > W''_y$$

Y recordando que $M_i = -E J W''_i$

E: módulo de elasticidad del material

J: momento de inercia de la sección

resulta $M_x > M_y$

O sea que a menor largo de lado, mayor curvatura y en consecuencia mayor momento correspondiente a esa dirección.

Si en el ejemplo de la figura III – I resulta $l_y/l_x > 2$, se obtiene $M_x \gg M_y$.

En consecuencia se calculará la losa como armada en una sola dirección.

Del tipo b) tenemos:

Todas aquellas losas que apoyadas en 3 ó 4 lados se cumple que la relación entre sus lados resulta: $l_y/l_x \leq 2$, o las vinculadas en sus vértices mediante columnas.

III.2.2 CARGAS

Sobre losas tendremos actuando dos tipos de cargas:

- permanentes (peso propio, contrapiso, mortero de asiento, piso, cielorraso suspendido, muro de mampostería, etc). Ver Tabla T25.
- accidentales o sobrecargas (sobrecarga originada según destino del local, apoyos de máquinas, vehículos, etc.). ver Tabla T25.

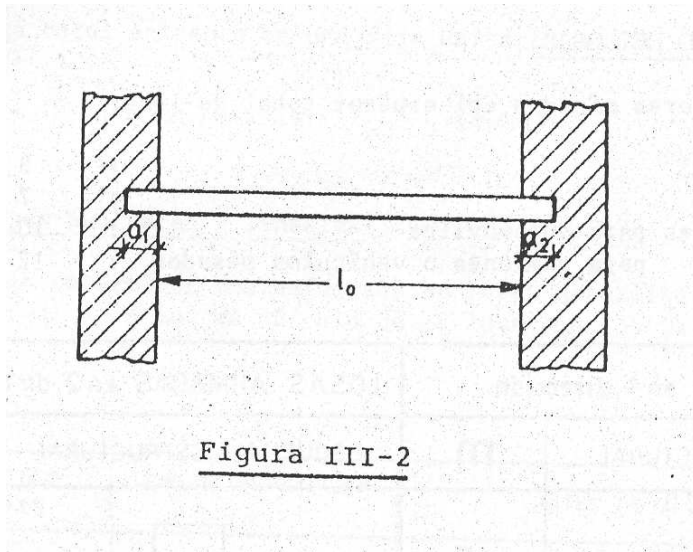
III.2.3 LUCES DE CALCULO

a) Cuando se supone apoyo sin restricción al giro.

$$l_c = l_0 + \frac{a_1}{3} + \frac{a_2}{3}$$

$$l_c = 1,05 l_0$$

se adopta el menor valor

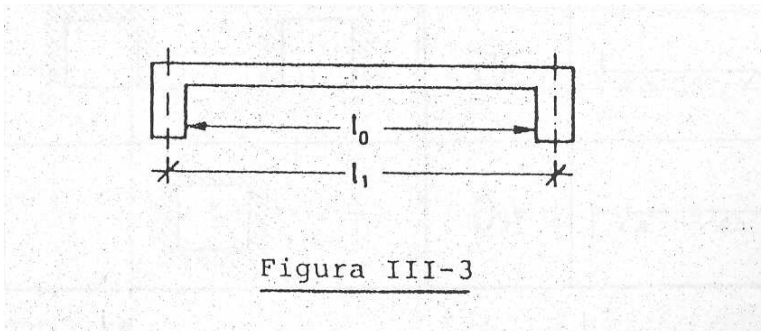


b) Cuando se supone restricción parcial o total al giro.

$$l_c = l_1$$

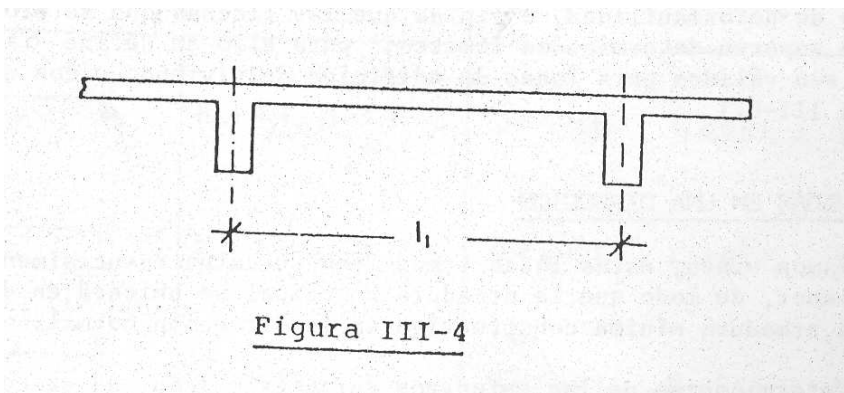
$$l_c = 1,05 l_0$$

se adopta el menor valor



c) En losas continuas

$$l_c = l_1$$



d) En caso de voladizo

$$l_c = 1,05 l_0$$

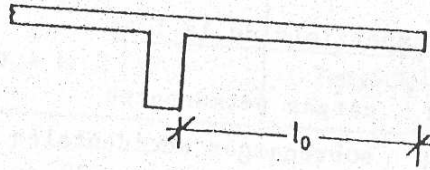


Figura III-5

III.2.4 ESPESOR MINIMO DE LOSAS

Estos son valores mínimos del espesor total de losa:

- en general : 8 cm
- nervuradas : 7 cm
- transitables para automóviles : 10 cm
- para camiones o vehículos pesados : 12 cm

LOSAS ARMADAS en 1 dirección		LOSAS ARMADAS en 2 direcciones		
ESQUEMA ESTRUCTURAL	m	ESQUEMA ESTRUCTURAL		m
	12			50
	30			55
	35			
	40			60

Figura III-6

Los espesores de losas no deben ser inferiores a ciertos valores mínimos impuestos por razones de deformabilidad, a fin de que las flechas que se produzcan en estado de servicio no superen determinados límites; para ello se define $h = l_0 / m$; estos valores de m son válidos para losas de edificios de vivienda o con sobrecargas similares (Figura III - 6).

III.2.5 LOSAS ARMADAS EN UNA DIRECCION

Como habíamos visto, estas losas transmiten su carga esencialmente en la dirección de la luz menor, de modo que la armadura principal se ubicará en dicha dirección, colocando una armadura mínima constructiva en la dirección normal.

Para la determinación de los esfuerzos característicos, se calculará una faja de 1 m como si estuviera aislada, bajo la acción de las cargas, resolviéndose como una viga de ancho unitario.

III.2.5.1 DETERMINACION DE LAS CARGAS

a) Carga en toda la superficie de la losa

Llamaremos g: cargas permanentes

p: sobrecargas accidentales

q: carga total (g + p)

La carga total actuante en una faja unitaria será:

$$q = (g + p) \cdot 1 \text{ m} \quad (\text{t/m})$$

b) Cargas puntuales y lineales

Se pueden determinar los esfuerzos en losas determinando un ancho de distribución

“bm” normal a la luz de cálculo de la losa con los valores indicados en la Figura III – 7.

la Figura III-7. ... la luz de cálculo de la losa con los valores indicados en ... determinando un ancho de dis-

SISTEMA ESTÁTICO SOLICITACIONES	ANCHO DE DISTRIBUCION b_m	LIMITES DE APLICACION
	$b_m = t_y + 2,5 \cdot x \cdot (1 - \frac{x}{l_c})$ $b_m = t_y + 0,5 \cdot x$	$0 < x < l_c$ $t_y \leq 0,8 l_c$ $t_x \leq l_c$ $0 < x < l_c$ $t_y \leq 0,8 l_c$ $t_x \leq l_c$
	$b_m = t_y + 1,5 \cdot x \cdot (1 - \frac{x}{l_c})$ $b_m = t_y + 0,5 \cdot x \cdot (2 - \frac{x}{l_c})$ $b_m = t_y + 0,3 \cdot x$ $b_m = t_y + 0,4 \cdot (l_c - x)$	$0 < x < l_c$ $t_y \leq 0,8 l_c$ $t_x \leq l_c$ $0 < x < l_c$ $t_y \leq 0,8 l_c$ $t_x \leq l_c$ $0,2 l_c \leq x < l_c$ $t_y \leq 0,4 l_c$ $t_x \leq 0,2 l_c$ $0 < x < 0,8 l_c$ $t_y \leq 0,4 l_c$ $t_x \leq 0,2 l_c$
	$b_m = t_y + x \cdot (1 - \frac{x}{l_c})$ $b_m = t_y + 0,5 \cdot x \cdot (2 - \frac{x}{l_c})$ $b_m = t_y + 0,3 \cdot x$	$0 < x < l_c$ $t_y \leq 0,8 l_c$ $t_x \leq l_c$ $0 < x < l_c$ $t_y \leq 0,4 l_c$ $t_x \leq l_c$ $0,2 l_c \leq x < l_c$ $t_y \leq 0,4 l_c$ $t_x \leq 0,2 l_c$
	$b_m = t_y + 1,5 \cdot x$ $b_m = t_y + 0,3 \cdot x$	$0 < x < l_v$ $t_y \leq 0,8 l_v$ $t_x \leq l_v$ $0,2 l_v \leq x < l_v$ $t_y \leq 0,4 l_v$ $t_x \leq 0,2 l_v$

Figura III-7

.La superficie de acción de la carga se determina mediante los valores l_x , l_y (paralelo y normal a la luz de la losa, respectivamente).

De acuerdo con las Figuras III - 8 y III - 9, resulta:

$$t_i = b_0 + 2s + d$$

$$(i = x, y)$$

donde:

b_0 : ancho de la impronta de la carga

s : espesor de piso y contrapiso, o espesor de carpeta de distribución, etc

d : espesor de la losa

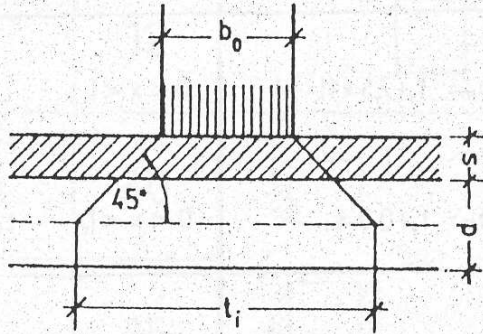


Figura III-8

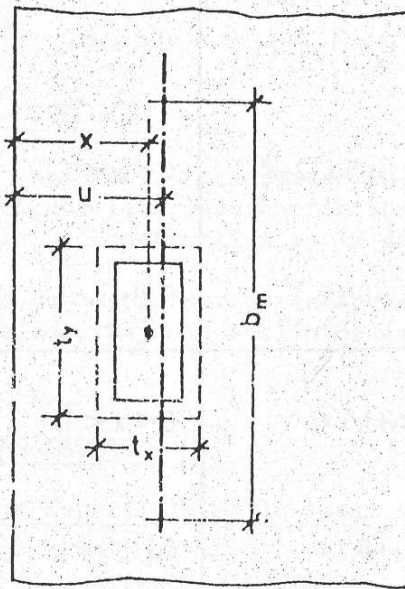
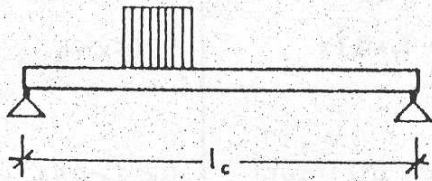


Figura III-9

Luego se calcula una viga de largo de cálculo igual a la de la losa y con una carga distribuida de valor igual a P/t_y extendida en un largo l_x y cuyo baricentro está a una distancia x del apoyo izquierdo de la losa, siendo $P(t)$ el valor total de la carga concentrada lineal o rectangular, según el caso.

Hemos determinado entonces los esfuerzos característicos en la viga:

M_F : máximo momento en el tramo

M_S : máximo momento en el apoyo

Q : esfuerzo de corte en los apoyos

Luego, determinado b_m de la figura III – 7, podemos calcular:

$m_F = M_F / b_m$: momento de losa en el tramo por metro de ancho

$m_S = M_S / b_m$: momento de losa en el apoyo por metro de ancho

$q_i = Q_i / b_m$: esfuerzo de corte de losa en apoyos por metro de ancho con $i =$ izq. O der.

Asimismo se denomina:

U = abscisa del máximo momento de tramo

l_c = luz de cálculo de la losa

l_v = luz de voladizo

Es importante señalar que el ancho de distribución b_m no podrá adoptarse mayor que el ancho real posible, por ejemplo, cuando la carga está ubicada cerca de los bordes.

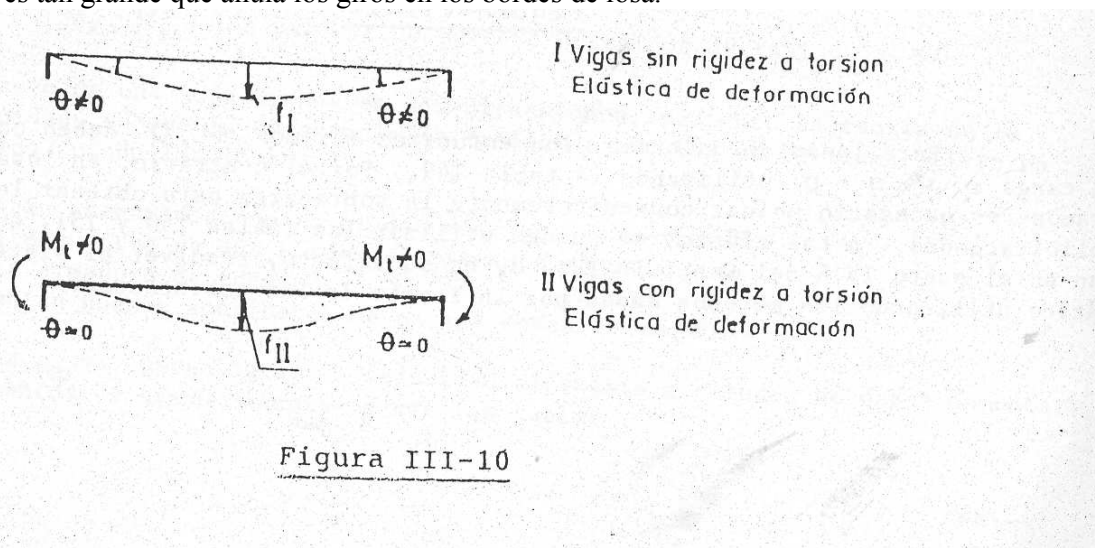
III.2.5.2 DETERMINACION DE ESFUERZOS CARACTERISTICOS

Una losa se la considera simplemente apoyada cuando sus extremos pueden girar libremente, por ejemplo, cuando apoya sobre mampostería.

Por el contrario, si la losa posee continuidad con elementos de gran rigidez, por ejemplo, losa armada en dos direcciones de espesor mucho mayor, viga de gran rigidez a la torsión, etc, se dice que la losa está empotrada en ese borde.

Normalmente estos empotramientos no son perfectos teniéndose una situación intermedia. Asimismo, no es recomendable suponer la losa empotrada en las vigas, pues de hacerlo habría que asegurar mediante dimensiones y armadura adecuadas que la misma sea suficientemente rígida a torsión frente a la rigidez a flexión de la losa.

En la figura III – 10 vemos que, en el caso (I) las vigas, al no tener rigidez a torsión, permiten el libre giro de la losa sobre sus apoyos, contrario a lo que ocurre en el caso (II), en el que suponemos, que la rigidez a torsión de las vigas es tan grande que anula los giros en los bordes de losa.



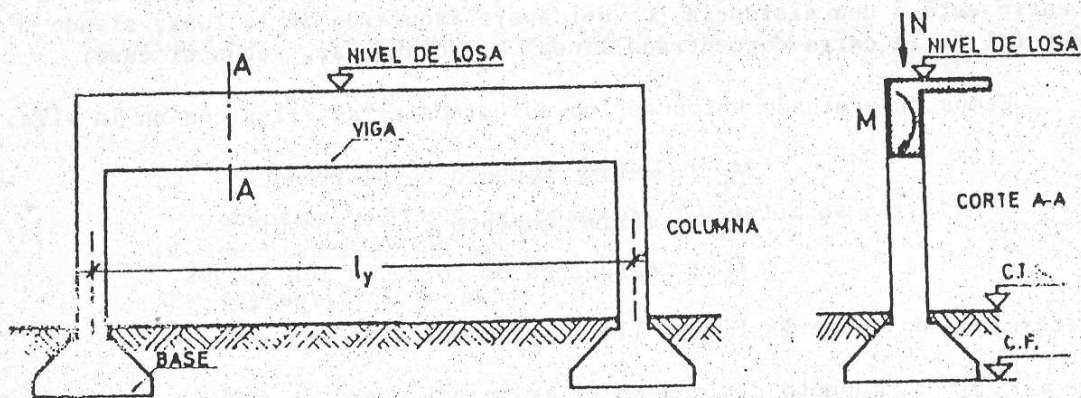


Figura III-11

Para impedir los giros, aparecen momentos flexores en la losa (o sea aquéllos que producen tracción en las fibras superiores y compresión en las inferiores), que se traducen en momentos torsores en la viga repartidos a lo largo de la misma.

Las vigas apoyan, por ejemplo, sobre dos columnas (ver figura III- 11); éstas recibirán entonces dos tipos de carga, N esfuerzo normal debido a la reacción vertical de la viga y un momento flexor M, reacción producida por los momentos torsores distribuidos. Estos esfuerzos N y M, más el peso propio de la columna, se transmiten en definitiva a la base.

Vemos entonces que, al comprobar en primera instancia que la rigidez a torsión de las vigas es muy grande frente a la rigidez a flexión de la losa, podíamos asegurar que en los bordes de la misma $\Theta \approx 0$, pero a costa de aumentar la armadura en vigas, columnas y bases pues soportan nuevas sollicitaciones, sin por ello haber logrado disminuir la armadura en la losa, obteniendo como única ventaja que la flecha de la misma resulte menor (Figura III – 12).

ELEMENTO ESTRUCTURAL	SOLICITACIONES		
	Viga sin rigidez a torsion		Viga con rigidez a torsion
VIGA	M	Q	M, Q, M _t
COLUMNA	N		N, M
BASE	N		N, M

Figura III-12

Para losas de un tramo, los esfuerzos máximos M, Q deben obtenerse para carga total $g + p$ utilizando la tabla T49. Por el contrario, en losas de varios tramos, es necesario ubicar convenientemente la sobrecarga para obtener las máximas sollicitaciones. A tal efecto, se pueden utilizar las tablas T50 y T51, que se explican en el punto IV.6 del Capítulo IV; o, en su defecto, resolver el sistema hiperestático utilizando los métodos dados por la teoría de las estructuras.

III.2.6 LOSAS ARMADAS EN DOS DIRECCIONES

Este tipo de losa transmite los esfuerzos en ambas direcciones, de modo que será necesario colocar armaduras principales perpendiculares entre sí, para absorber dichas sollicitaciones.

1 – Determinación de las cargas

a) Repartida en toda la superficie de la losa

g cargas permanentes (t/m²)
p sobrecargas (t/m²)

$$q = g + p$$

b) Cargas puntuales y lineales

Conocido el valor de la carga y su extensión o su proporción en planta, es necesario recurrir a gráficos de superficies de influencia que nos permiten hallar, para cada tipo de carga y condiciones de borde, las sollicitaciones máximas.

2 Determinación de esfuerzos característicos

a) Losa aislada

Se calculan las sollicitaciones a carga máxima $g + p$, para ello se utilizan las tablas 726 a T47.

Se elige la tabla en función del tipo de vinculación y en función de la relación de lados, y se obtienen los momentos de tramo en ambas direcciones, los momentos en los empotramientos y la resultante de las reacciones sobre cada lado.

La tabla fue confeccionada en base a la teoría de la elasticidad para valores de μ (coeficiente de Poisson) = 0; dado que para el hormigón armado se recomienda un valor de $\mu = 0,2$, se pueden corregir los valores obtenidos en tablas mediante las siguientes ecuaciones:

$$M_x = \frac{1}{(1 - \mu^2)} (M^*_x + \mu M^*_y)$$

$$M_y = \frac{1}{(1 - \mu^2)} (M^*_y + \mu M^*_x)$$

Siendo:

M_x, M_y : los valores de momentos corregidos

M^*_x, M^*_y : los valores de momentos obtenidos de tablas $\mu = 0$

El cálculo de una losa armada en dos direcciones, mediante la teoría de la elasticidad, supone la existencia de rigidez a torsión en la misma, Esto no es válido cuando las losas:

- no están aseguradas contra el despegue en las esquinas;
- en el encuentro de dos bordes simplemente apoyados no existe armadura de esquina;
- presentan huecos considerables en las zonas de esquinas.

En estos casos, para lograr la seguridad necesaria a rotura, se deben aumentar los momentos de tramo calculados con las tablas.

A tal efecto, se ha confeccionado la tabla T48 con la cual se pueden obtener M_x, M_y ya corregidos.

b) Losas continuas

Cuando la losa consta de varios paños continuos, los momentos flexores deben determinarse teniendo en cuenta la continuidad y considerando para cada sección los estados de carga más desfavorables.

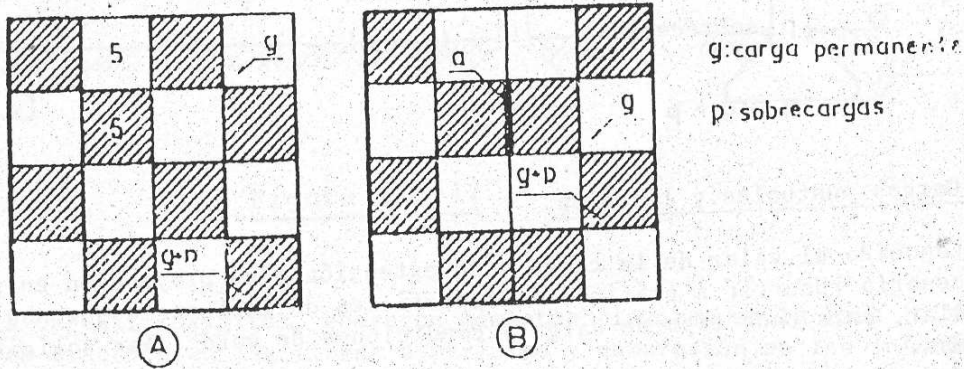


Figura III-13

La distribución de cargas se hará del siguiente modo: para obtener el máximo momento flexor positivo en el paño 6 (Figura III – 13.A), se cargará dicho paño con $g+p$ y los restantes alternativamente con g y $g+p$, como los cuadros blancos y negros de un damero. Para el apoyo a ver figura III – 13.B.

b.1) Cálculo de momentos en el tramo

1) Se supone primeramente que todos los paños están sometidos a una carga ficticia de valor:

$$q' = g + \frac{p}{2}$$

y se admite que en este estado parcial de carga no se produce rotación en los apoyos lindantes con otras losas. De esta forma, cada paño se comporta como una losa empotrada en uno o varios bordes, según sea su posición relativa (paño esquinero, marginal, interior, etc).

2) Luego se consideran los paños cargados alternativamente (Figura III – 13.A) con cargas ficticias de valor:

$$q'' = \pm \frac{p}{2}$$

que se supondrán dirigidas hacia abajo en los paños rayados y hacia arriba en los restantes. En este nuevo estado parcial de carga se admite que cada losa está simplemente apoyada en sus cuatro bordes. Sumando ambos estados de carga se obtienen los momentos máximos y mínimos de tramo.

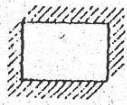
b.2) Cálculo de momentos de empotramiento

Se cargan ambas losas contiguas con $g + p$ y se calculan cada una de ellas con sus verdaderas condiciones de borde y considerándolas empotradas en los bordes contiguos. Como momento de dimensionamiento puede adoptarse el promedio de los momentos de empotramiento de ambas losas.

EJEMPLOS - Cálculo losas 5 y 6

LOSA 6

M_{max} tramo

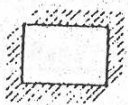


CARGA : $q + \frac{p}{2}$



CARGA : $\frac{p}{2}$

M_{min} tramo

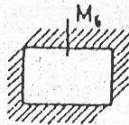


CARGA : $q + \frac{p}{2}$



CARGA : $-\frac{p}{2}$

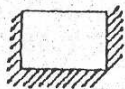
M_{apoyo}



CARGA : $q + p$

LOSA 5

M_{max} tramo

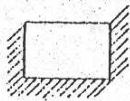


CARGA : $q + \frac{p}{2}$



CARGA : $\frac{p}{2}$

M_{min} tramo

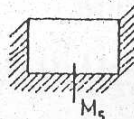


CARGA : $q + \frac{p}{2}$

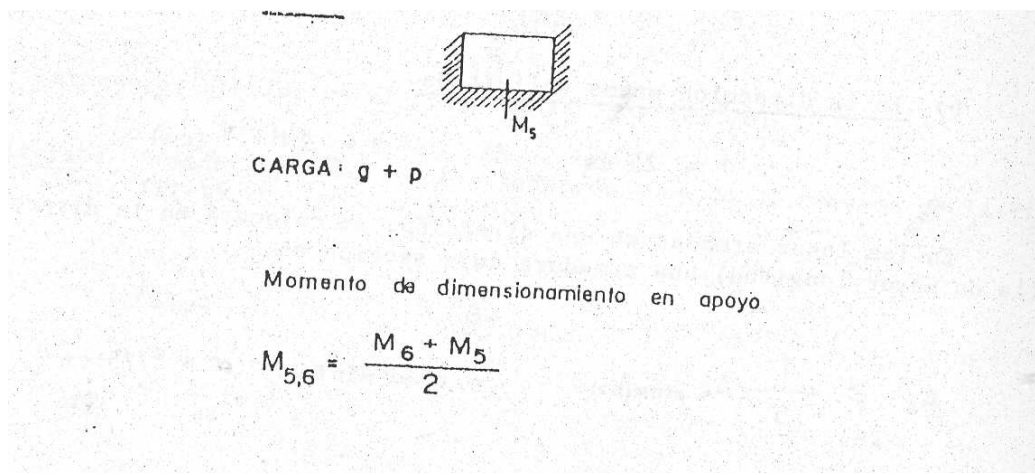


CARGA : $-\frac{p}{2}$

M_{apoyo}



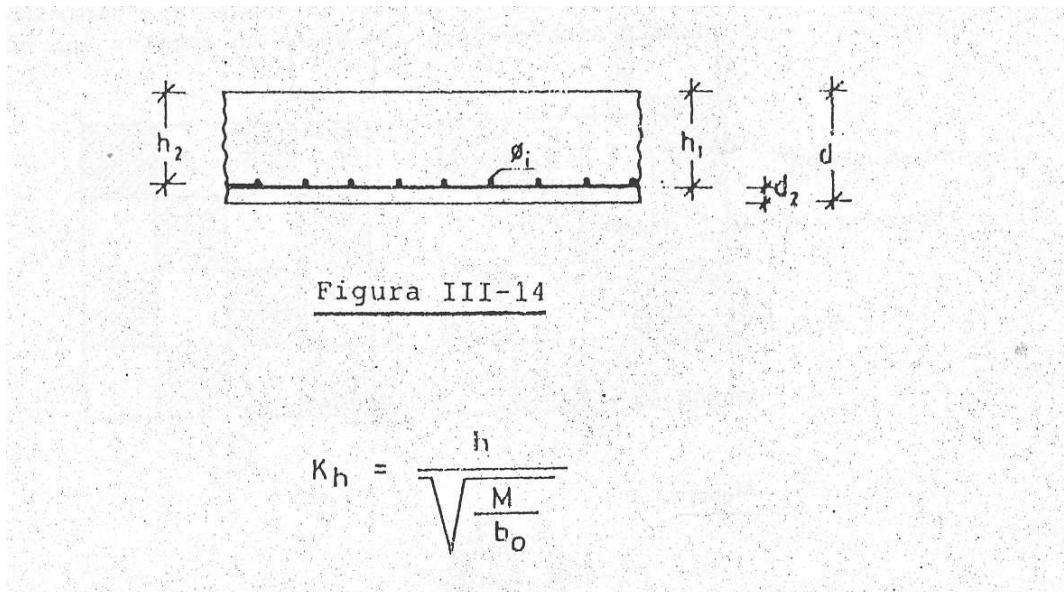
CARGA : $q + p$



III.2.7 DIMENSIONAMIENTO Y DISPOSICIONES DE ARMADO

III.2.7.1 DIMENSIONAMIENTO

Como hemos visto, las losas están sometidas a sollicitaciones de flexión. Para calcular las armaduras se utilizan las tablas " K_h " descritas en el capítulo II, dimensionando como una viga de ancho $b_0 = 1m$.



donde:

M = momento flexor de cálculo

$h = d - d_2$

d_2 = recubrimiento

b_0 = ancho de dimensionamiento

b_1 = altura útil a adoptar en la dirección de mayor momento

b_2 = altura útil a adoptar en la dirección de menor momento

Una vez determinada la armadura, en cm^2/m de losa, se puede determinar el diámetro y separación de las barras mediante la tabla T55.

III.2.7.2 DISPOSICIONES DE ARMADO

Armadura mínima

$\ominus 5 \text{ c}/25 \text{ cm}$ ó $\theta 6 \text{ c}/2 \text{ d}$

Separación máxima entre barras

a) En la dirección más solicitada

$$P = 15 + \frac{d}{10} \quad (\text{cm})$$

b) En la dirección menos solicitada

$$a = 25 \text{ cm} \quad \text{ó} \quad a = 2d \quad (\text{cm})$$

En las losas armadas en una dirección, se colocará en la dirección secundaria (la de mayor largo) una armadura cuya sección es:

$$A_s \geq \frac{1}{5} A_s \text{ principal} \quad \text{y como mínimo } \theta 6 \text{ c}/25 \text{ cm}$$

En losas simplemente apoyadas se deberá prever una armadura mínima en la zona de apoyo, para cubrir eventuales aumentos de empotramiento, cuyo valor debe ser:

$$A_{sA} \geq \frac{1}{3} A_s \text{ tramo}$$

Para cubrir momentos en los apoyos de losa continuas, se podrán levantar barra de la armadura correspondiente al tramo, cuya sección no podrá superar los 2/3 de la armadura del tramo. Si las barras dobladas provenientes de ambas losas continuas no alcanzan a cubrir el momento se agregarán barras adicionales.

En losas continuas debe procurarse que las armaduras de una misma dirección, en campos contiguos, tengan igual separación, o que las separaciones sean múltiplos simples una de la otra (doble, triple, etc) a fin de facilitar su colocación en obra.

Armadura en las esquinas

Si se prevé en las esquinas de la losa armadura de torsión, ésta se ubicará en la parte inferior y superior de la losa, de acuerdo con algunos de los dos criterios siguientes:

- 1) Armadura inclinada, ó 2) Armadura paralela a los lados

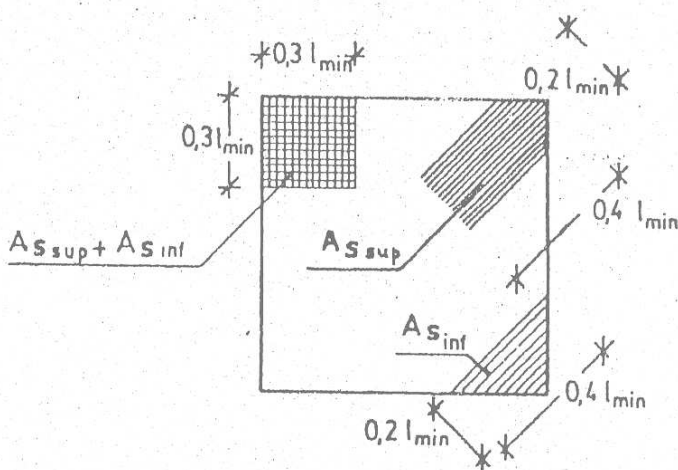


Figura III – 15

Primer criterio: Armadura inclinada: la inferior normal a la bisectriz del ángulo que forman los bordes de la losa y la armadura superior paralela a dicha bisectriz, siguiendo los criterios de la Figura III – 15.

$$A_{\text{sinf}} = A_{\text{ssup}} = A_{\text{stramo}}$$

$A_{\text{s tramo}}$ = armadura inferior en el tramo de la losa (cm^2/m)

Segundo criterio: Armadura paralela a los lados de acuerdo al esquema de la figura III – 15.

$$A_{\text{sinf}} = A_{\text{ssup}} = A_{\text{s tramo}}$$

III.2.8 AISLACION

Las losas llenas, si bien son las de ejecución más fácil y las que admiten menores espesores de entrepiso, tienen como inconveniente su reducida capacidad de aislación térmica y acústica.

Para mejorar esas condiciones se les suele recubrir con capas o elementos aislantes. Los hormigones livianos de piedra pómez y los celulares, obtenidos mediante la adición de agentes espumígenos, constituyen materiales ideales a ese objeto.

Dichos hormigones pueden colocarse directamente en obra, o también pueden utilizarse en forma de bloques o losetas premoldeadas. Debido a los bajos coeficientes de transmisión térmica y acústica de estos materiales, bastan pequeños espesores para obtener aislación satisfactoria.

En azoteas o entrepisos donde no interesan mayormente la pérdida de alturas, puede lograrse en forma económica un excelente aislamiento, con mezclas de suelo – cemento.

Cuando se usan techados asfálticos, para la protección de azoteas en zonas calurosas, es conveniente blanquearlas, a fin de evitar la excesiva absorción de calor, características de las superficies oscuras.

III.2.9 REACCIONES DE LOSAS SOBRE SUS APOYOS

En losas armadas en una dirección, las reacciones (t/m) se obtienen mediante las tablas T49, T50 y T51, de acuerdo al tipo de carga y condiciones de apoyo de la losa.

En losas armadas en dos direcciones se pueden calcular las reacciones sobre las vigas de borde, obteniendo diagramas de cargas resultantes al dividir la losa en triángulos y trapecios, según Figuras III – 16 y III – 17.

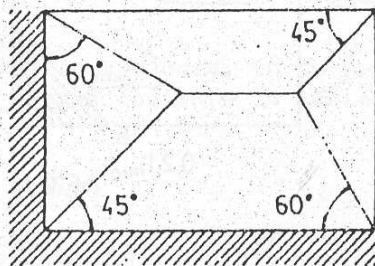


Figura III-16

Cuando a una esquina concurren dos bordes de igual tipo de apoyo, el ángulo divisorio es de 45° ; si concurren uno empotrado y otro simplemente apoyado, el ángulo adyacente al borde empotrado es de 60° . De este modo, las cargas actuantes sobre las vigas de borde quedan representadas por diagramas triangulares o trapeciales.

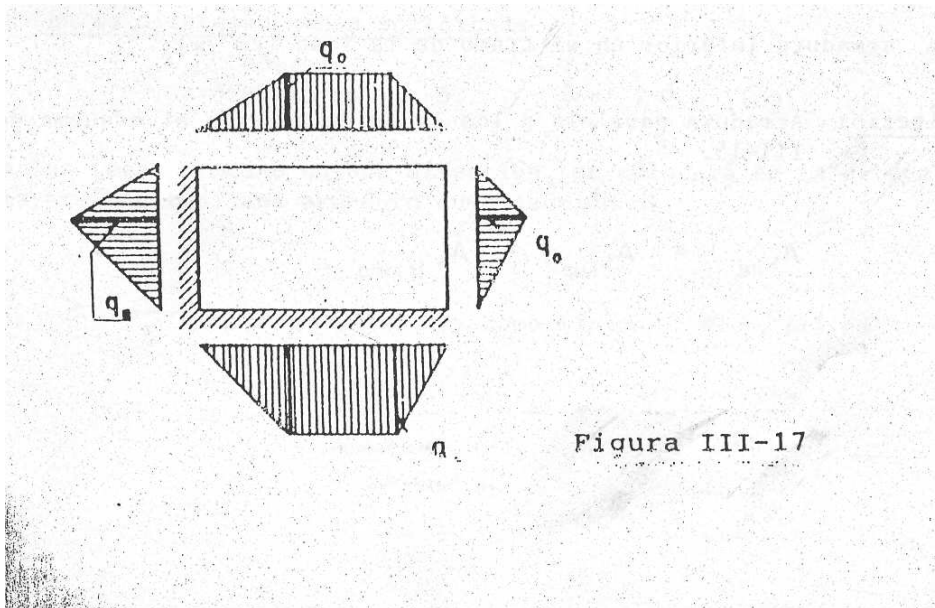


Figura III-17

En los esquemas I a IX se han representado y calculado los diagramas de cargas sobre las vigas de borde para los nueve casos de sustentación más comunes.

Se denomina:

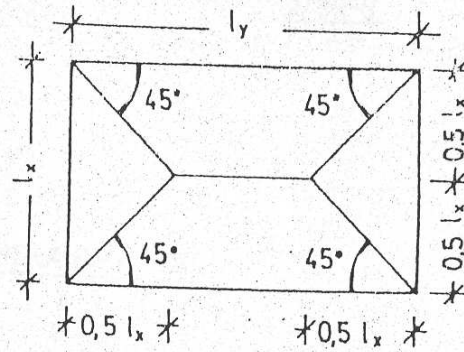
l_y : largo del lado mayor de la losa

l_x : largo del lado menor de la losa

q_0 : valor de la ordenada máxima de la carga distribuida en un borde simplemente apoyado

q_e : valor de la ordenada máxima de la carga distribuida en un borde empotrado

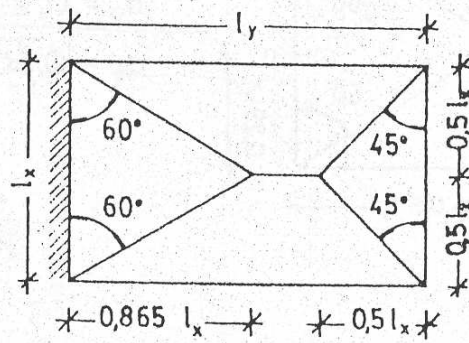
ESQUEMA I



$$q_0 = 0,5 \cdot q \cdot l_x$$

ESQUEMA II

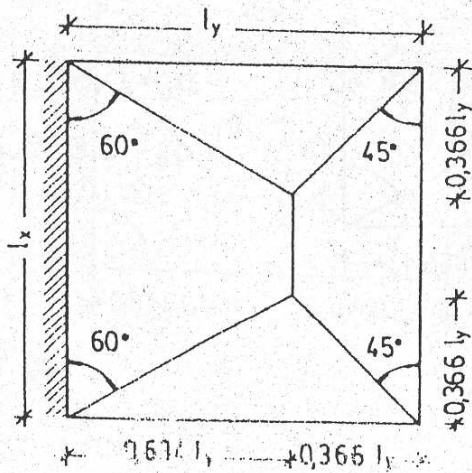
a) para $l_y \gg 1,365 \cdot l_x$



$$q_0 = 0,50 \cdot q \cdot l_x$$

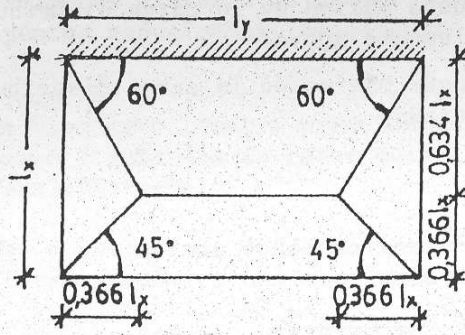
$$q_e = 0,865 \cdot q \cdot l_x$$

b) para $1,365 l_x > l_y \gg l_x$



$$q_0 = 0,366 \cdot q \cdot l_y$$

$$q_e = 0,634 \cdot q \cdot l_y$$

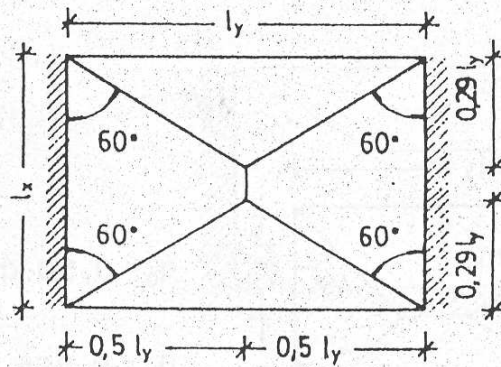


$$q_o = 0,366 \cdot q \cdot l_x$$

$$q_e = 0,634 \cdot q \cdot l_x$$

ESQUEMA IV

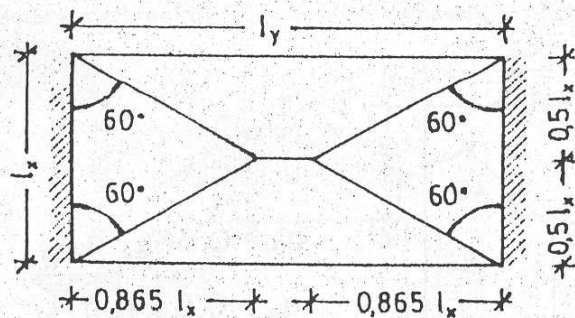
a) para $1,72 l_x \gg l_y \gg l_x$



$$q_o = 0,29 \cdot q \cdot l_y$$

$$q_e = 0,50 \cdot q \cdot l_y$$

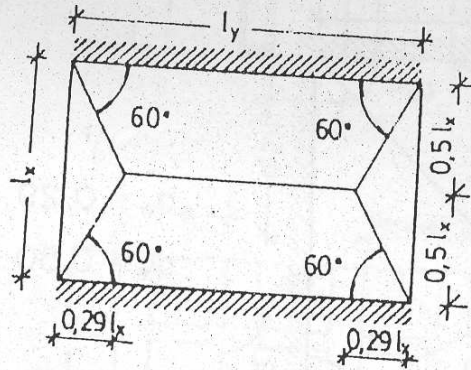
b) para $l_y > 1,72 l_x$



$$q_o = 0,50 \cdot q \cdot l_x$$

$$q_e = 0,865 \cdot q \cdot l_x$$

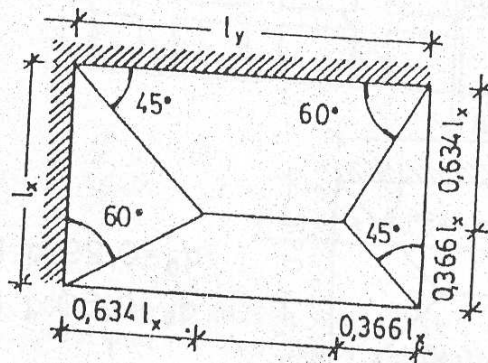
ESQUEMA V



$$q_o = 0,29 \cdot q \cdot l_x$$

$$q_e = 0,50 \cdot q \cdot l_x$$

ESQUEMA VI

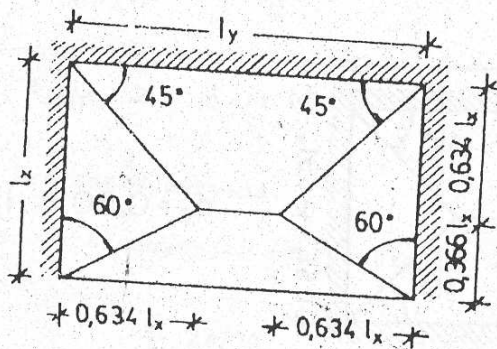


$$q_o = 0,366 \cdot q \cdot l_x$$

$$q_e = 0,634 \cdot q \cdot l_x$$

ESQUEMA VII

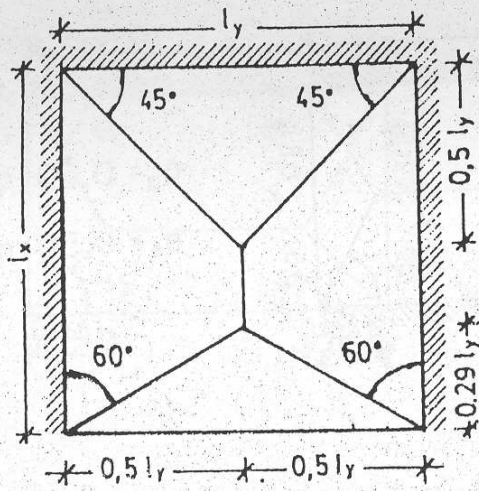
a) para $l_y \geq 1,27 l_x$



$$q_o = 0,366 \cdot q \cdot l_x$$

$$q_e = 0,634 \cdot q \cdot l_x$$

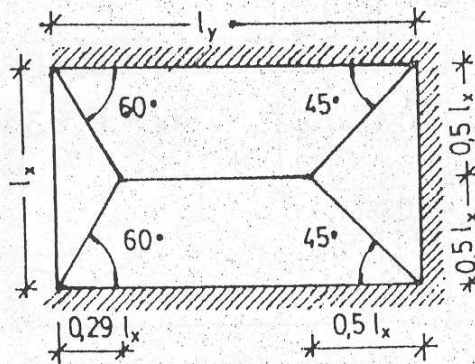
b) para 1,27 $l_x > l_y > l_x$



$$q_o = 0,29 \cdot q \cdot l_y$$

$$q_e = 0,50 \cdot q \cdot l_y$$

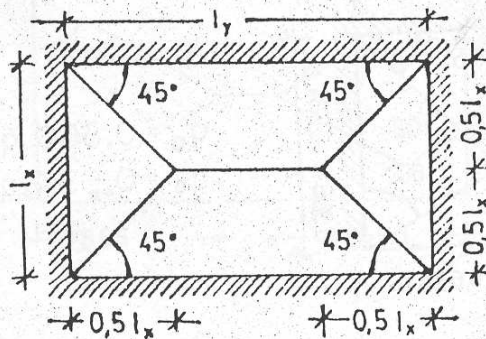
ESQUEMA VIII



$$q_o = 0,29 \cdot q \cdot l_x$$

$$q_e = 0,50 \cdot q \cdot l_x$$

ESQUEMA IX



$$q_e = 0,50 \cdot q \cdot l_x$$

III.3 LOSAS NERVURADAS DE HORMIGON ARMADO

Son losas formadas por vigas - placa con una separación máxima entre nervios de 70 cm; en este caso no es necesario realizar una verificación estática de la losa.

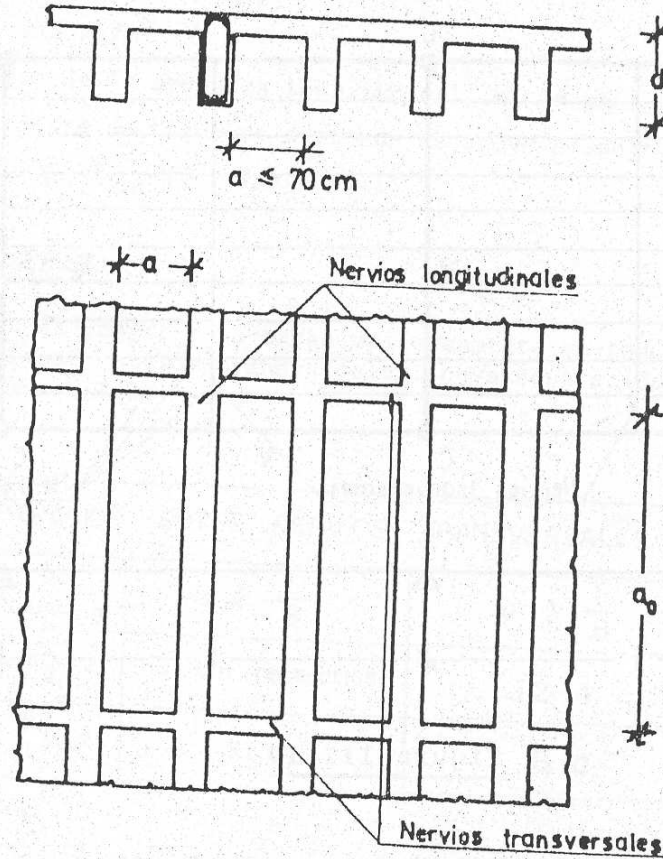


Figura III-18

Sobrecarga máxima admisible: $p = 500 \text{ kg/m}^2$

Sobrecargas debidas a vehículos pesados: no son admisibles

En caso de existir cargas concentradas de valor $P \geq 750 \text{ kg}$, deberá colocarse un nervio transversal de distribución.

III.3.1 PLACA

No es necesario realizar una verificación estática.

espesor mínimo

$$e_{\min} \geq \frac{1}{10} l_N$$

$$e_{\min} \geq 5 \text{ cm}$$

siendo l_N luz libre entre nervios.

La armadura transversal (perpendicular a la dirección de los nervios) debe ser:

BSt 22/34	3 Ø 8 /m
BSt 42/50	3 Ø 6 /m
BSt 50/55	3 Ø 6 /m

III.3.2 NERVIOS LONGITUDINALES

Las aplicaciones se obtienen de acuerdo a lo explicado para losas armadas en una dirección, siendo la luz de cálculo la correspondiente a los nervios longitudinales.

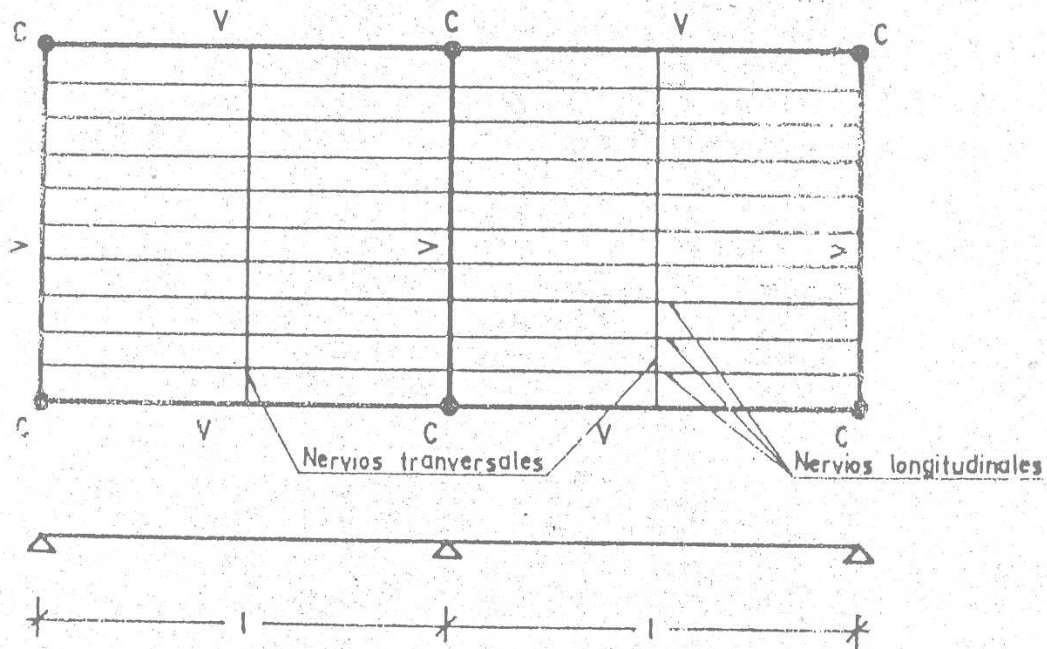


Figura III-19

En la Figura II _ 19 se observa el esquema de cálculo para la losa nervurada de la figura; una vez determinados los esfuerzos característicos, se obtiene la armadura de acuerdo con lo explicado en el capítulo II, adoptando como altura el valor d (suma de la altura de nervios longitudinal y de placa). Esta armadura debe distribuirse en forma uniforme en todos los nervios longitudinales. Si en cada nervio existen, por lo menos, dos barras, se debe doblar cada segunda barra en el apoyo. El ancho mínimo de nervios es de 5 cm, pudiéndose ensanchar en la zona de apoyos, para una mejor absorción de los momentos negativos, con una inclinación de 1:3 (Figura III – 20).

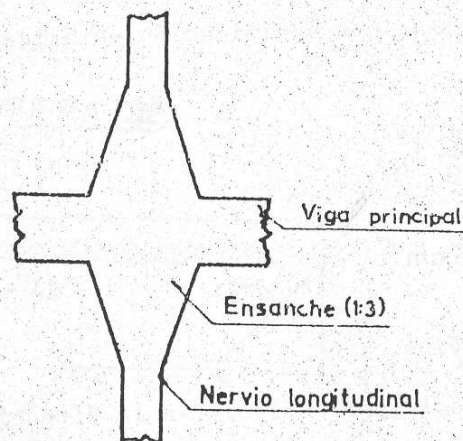


Figura III-20

En los nervios longitudinales se deberán colocar estribos tales que cubran la tensión

$$T = 0,25 \max \tau_0.$$

Se podrán suprimir los estribos si se cumplen las siguientes cuatro condiciones simultáneamente:

1 - $p \leq 275 \text{ kg/m}^2$

2 - diámetro de la armadura longitudinal $\leq 16 \text{ mm}$

3 - la armadura de tramo se extiende de apoyo a apoyo

4 - $\max \tau_0 \leq \tau_{011}$

III.3.3 NERVIOS LONGITUDINALES

A los efectos de repartir la carga uniformemente en todos los nervios longitudinales, se deben colocar nervios transversales, cuya separación máxima viene dada por la tabla de la Figura III - 2:

SEPARACION ENTRE NERVIOS TRANSVERSALES		
VALOR DE SOBRECARGA p	$a \ll \frac{l}{8}$	$a > \frac{l}{8}$
$< 275 \text{ kg/m}^2$	no son necesarios	12 d
$> 275 \text{ kg/m}^2$	10 d	8 d

l = luz de los nervios longitudinales

En general, es conveniente que la altura y armadura de los nervios transversales coincidan con las respectivas de los nervios longitudinales.

Es conveniente aclarar que, si la separación entre nervios longitudinales resulta mayor que 70 cm, deberá efectuarse el cálculo de solicitaciones y el dimensionamiento de armadura suponiendo un esquema de losas continuas, armadas en una dirección, apoyadas en los nervios que se dimensionarán con el criterio explicado para vigas.

CAPÍTULO IV

VIGAS

IV.1 INTRODUCCIÓN

Son estructuras lineales, o sea, donde una de sus dimensiones prevalece frente a otras dos y de sección arbitraria.

En general tendremos:

- Vigas de sección rectangular.
- Vigas placa, donde en la absorción de esfuerzos de compresión actúan placa y nervio unidos monolíticamente; éstas pueden ser vigas placa aisladas o vigas placa donde la placa forma parte de una losa.

En la Figura IV- 1 se han dibujado las secciones de una viga placa en T, viga placa en L y una rectangular. Asimismo, se ha dibujado una planta de entrepiso formado por tres losas y una zona varía, con vigas y columnas, para esquematizar las vigas de sección rectangular y aquéllas que en colaboración con las losas forman vigas placas T ó L.

IV.2 CARGAS

En general, las cargas que solicitan a una viga pueden ser distribuidas o concentradas.

Distribuidas: Incluyen el peso propio de la viga, reacción de losas vinculadas a ella, peso de muros o tabiques que apoyan sobre la misma, etc (t/m)

Concentradas: Estas son originadas por vigas, viguetas o columnas que descargan sobre la viga (t)

IV. 3 LUCES DE CÁLCULO

De acuerdo con las condiciones de apoyo, se adoptarán las indicadas en el puento III.2.3 del capítulo de losas.

IV.4 CONDICIONES DE APOYO

- Simplemente apoyadas: Cuando descansan en muros, en otras vigas o sobre columnas de muy poca rigidez a flexión frente a la rigidez de la viga.
- Empotradas: Cuando sus extremos se hallan rígidamente vinculadas a otros elementos estructurales, por ejemplo tabiques o columnas, cuya rigidez a la flexión es muy superior a la rigidez de la viga.
- Parcialmente empotradas: Es un caso intermedio entre los dos, vale decir cuando se resuelve en conjunto el sistema viga – columna formando una estructura aporticada.
- En voladizo: Cuando tienen un extremo libre y el otro rígidamente vinculado a algún elemento estructural.
- Continuas: Las que se extienden sobre varios apoyos simples y que desde el punto de vista estructural, trabajan solidariamente.

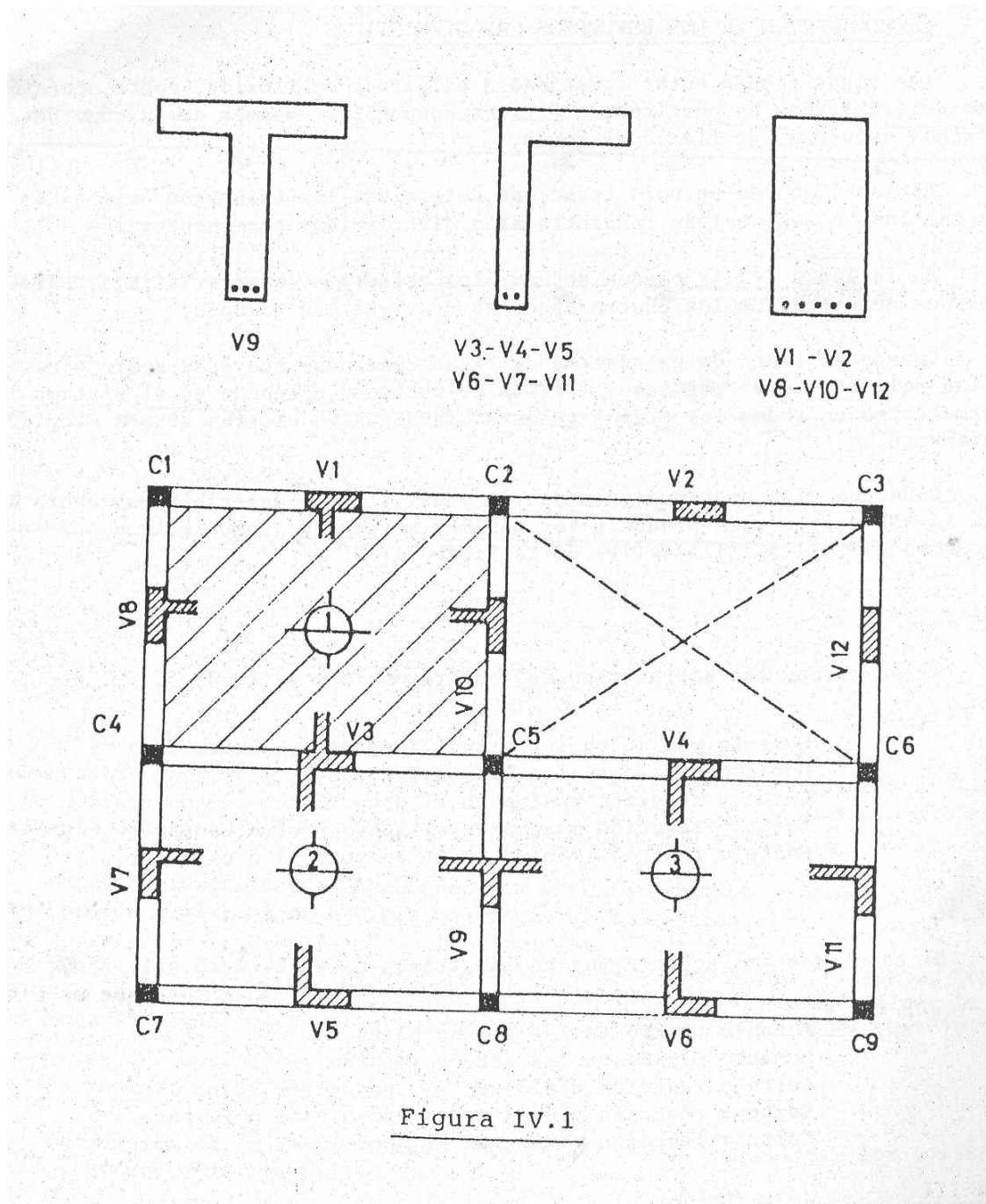


Figura IV.1

IV. 5 RELACIONES ALTURA ÚTIL - LUZ DE CÁLCULO

Al igual que en losas, las vigas deben poseer una altura mínima para evitar posibles deformaciones incompatibles para su buen funcionamiento en estado de servicio; estos valores son válidos para edificios de vivienda o con sobrecargas similares.

$$h = \frac{l_c}{m}$$

ESQUEMA ESTRUCTURAL	m
	8
	16
	22
	25

Figura IV.2.

IV. 6 DETERMINACIÓN DE LOS ESFUERZOS CARACTERÍSTICOS

Las vigas pueden estar sometidas a esfuerzos de flexión, corte, torsión y en el caso de travesaños de pórticos, a flexión compuesta. Veamos ahora cómo determinar los máximos esfuerzos de flexión y corte.

En las vigas de un solo tramo, se determinan los esfuerzos originados por las cargas totales, o sea, cargas concentradas y distribuidas permanentes más sobrecargas.

En la Tabla T49 se pueden obtener los esfuerzos característicos, para diferentes estados de cargas de los cuatro esquemas de vigas más comunes.

Cuando se trata de un sistema de vigas continuas apoyadas sobre vínculos simples, las solicitaciones máximas y mínimas se obtienen ubicando en el sistema las cargas permanentes en todos los tramos y las sobrecargas en ciertos tramos elegidos convenientemente.

Dada una viga continua de n apoyos y n - 1 tramos, describiremos ahora la ubicación de la sobrecarga para producir los máximos esfuerzos; para ello nos referiremos a los esquemas (I), (II), (III), (IV) de la Figura IV - 3.

Esquema I

Si se ubican las sobrecargas en los tramos impares 1,3,5 etc, se obtienen:

Momento máximo en los tramos impares

Momento mínimo en los tramos pares

Corte y reacción máxima en el apoyo 1

Corte y reacción máxima en el apoyo n si n es par

Corte y reacción mínima en el apoyo si n es impar

Esquema II

Si se ubican las sobrecargas en los tramos pares 2,4,6,etc, se obtienen:

Momento máximo en los tramos pares

Momento mínimo en los tramos impares

Corte y reacción mínima en el apoyo 1

Corte y reacción mínima en el apoyo n si n es par

Corte y reacción máxima en el apoyo n si es impar

Esquema III

Si se ubican las sobrecargas en ambos tramos adyacentes a un apoyo intermedio j cualquiera y en forma alternada en los demás tramos, se obtienen:

Momento mínimo en el apoyo j

Corte y reacción máxima en el apoyo j

Esquema IV

Si se ubican las sobrecargas en tramos alternados, con excepción de los dos tramos adyacentes al apoyo j, se obtiene:

Momento máximo en el apoyo j

Corte y reacción mínima en el apoyo j

Aclaración

Cuando decimos M máximo o mínimo nos referimos al momento flexor teniendo en cuenta su signo, o sea:

máximo: es el momento flexor más positivo o menos negativo.

mínimo: es el momento flexor más negativo o menos positivo.

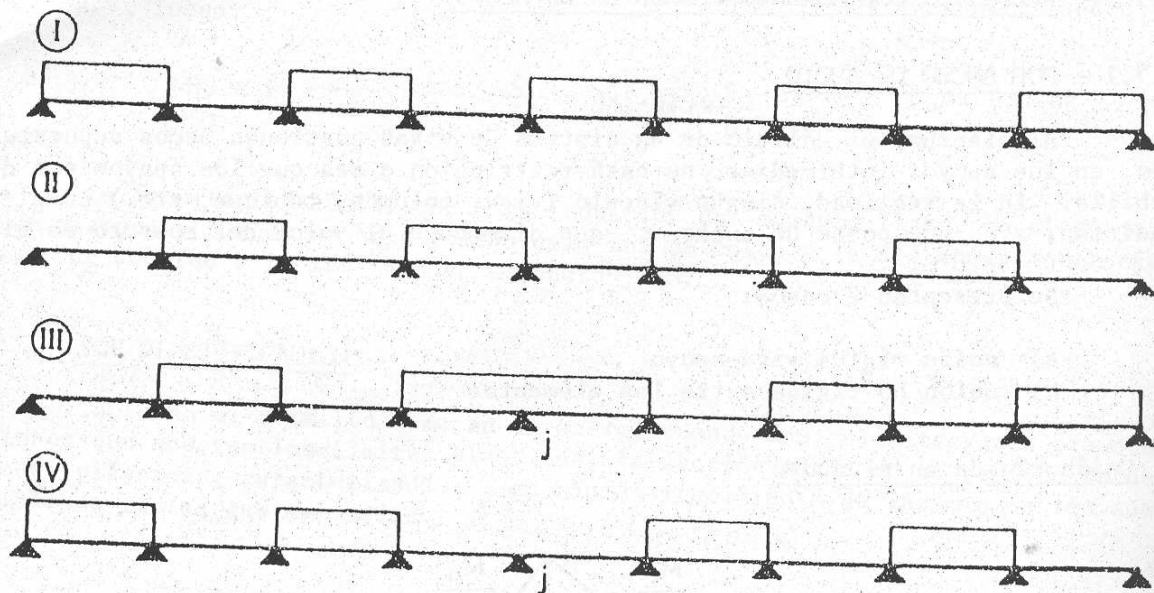


Figura IV.3.

Si en el sistema de vigas continuas a resolver, todos los elementos poseen igual momento de inercia y cargas uniformemente distribuidas, la relación de luces y cargas no difieren en más de 10 % y la relación g/p en todos los tramos se mantiene prácticamente constante, se pueden utilizar las tablas T50 y T51.

Con las mismas se pueden obtener los momentos máximos en tramo y apoyo y los esfuerzos de corte máximos para vigas continuas de 2 a 5 tramos.

Una de las tablas nos permite calcular los esfuerzos en el sistema, teniendo en cuenta la adaptación por plastificación en el apoyo del 15 %, admitida por la nueva norma alemana DIN 1045, para cálculo de estructuras de hormigón armado (ver IV.7.2).

Utilización de las Tablas T50 y T51

De acuerdo al número de tramos y la relación g/p se obtienen los coeficientes de cálculo, siendo, por ejemplo:

m_1 : coeficiente de cálculo para momento en el tramo 1

m_B : coeficiente de cálculo para momento en el apoyo B

q_{1A} : coeficiente de cálculo para corte en A correspondiente a tramo 1

q_{2B} : coeficiente de cálculo para corte en B correspondiente a tramo 2

Luego, las solicitaciones resultan:

$$M_j = \frac{q \cdot l^2}{m_j} ; \quad Q_{jk} = \frac{q \cdot l}{q_{jk}} \quad \text{siendo } q = g + p$$

Si las luces o cargas de cada tramo difieren sustancialmente entre sí, será necesario resolver el sistema de vigas continuas por algunos de los métodos de resolución de sistemas hiperestáticos.

IV. 7 REDUCCIÓN DEL MOMENTO FLEXOR EN EL APOYO

IV.7.1 POR ANCHO DE APOYO

Al efectuar el cálculo de un sistema de vigas continuas hemos supuesto que el giro, en los apoyos intermedios, no está restringido o sea que los apoyos son del tipo cuchillo. En la realidad, ningún vínculo (viga, columna, tabique, etc) cumple esta condición, sino que posee un ancho c que disminuye el valor del momento en el apoyo.

Se presentan dos casos:

- a) unión rígida viga – apoyo
- b) unión no rígida entre los elementos

a) Unión rígida en el apoyo

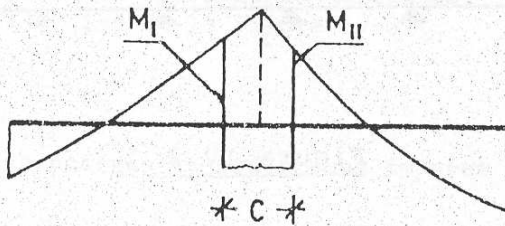


Figura IV.4.

M_I momento en el filo izquierdo del apoyo

M_{II} momento en el filo derecho del apoyo

En este caso se dimensiona con el mayor valor entre M_I y M_{II}

b) Unión no rígida en el apoyo

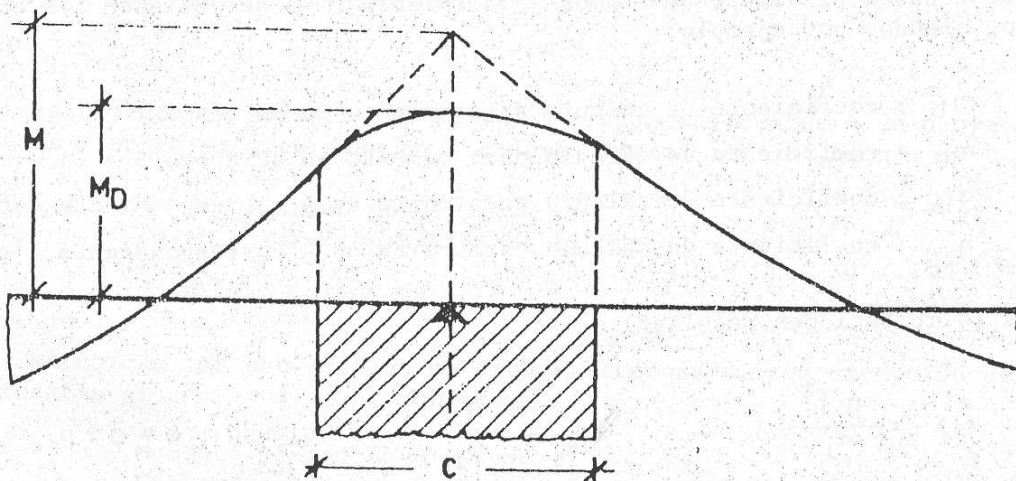


Figura IV.5.

Llamando

M : momento de cálculo obtenido del sistema suponiendo un apoyo tipo cuchilla

M_D : momento de dimensionamiento definitivo.

R: reacción en el apoyo.
 c: ancho del apoyo.

La reacción en el apoyo la suponemos como distribuida en todo el ancho y de valor R/c, luego:

$$M_D = M - \frac{R}{c} \cdot \frac{c}{2} - \frac{R}{c} \cdot \frac{c}{4} = M - R \cdot \frac{c}{8}$$

Es importante señalar que esta reducción del momento flexor en el apoyo, es válida siempre y cuando se haya tomado como luz de cálculo, la distancia entre ejes de apoyos, de acuerdo a lo señalado en el punto IV.3.

IV.7.2 POR PLASTIFICACIÓN

Tanto en el hormigón como en el acero, cuando las sollicitaciones provocan tensiones que suponen los límites elásticos, la sección entra en el período de deformaciones plásticas, caracterizado por un rápido crecimiento de las mismas sin aumento sensible de las cargas aplicadas.

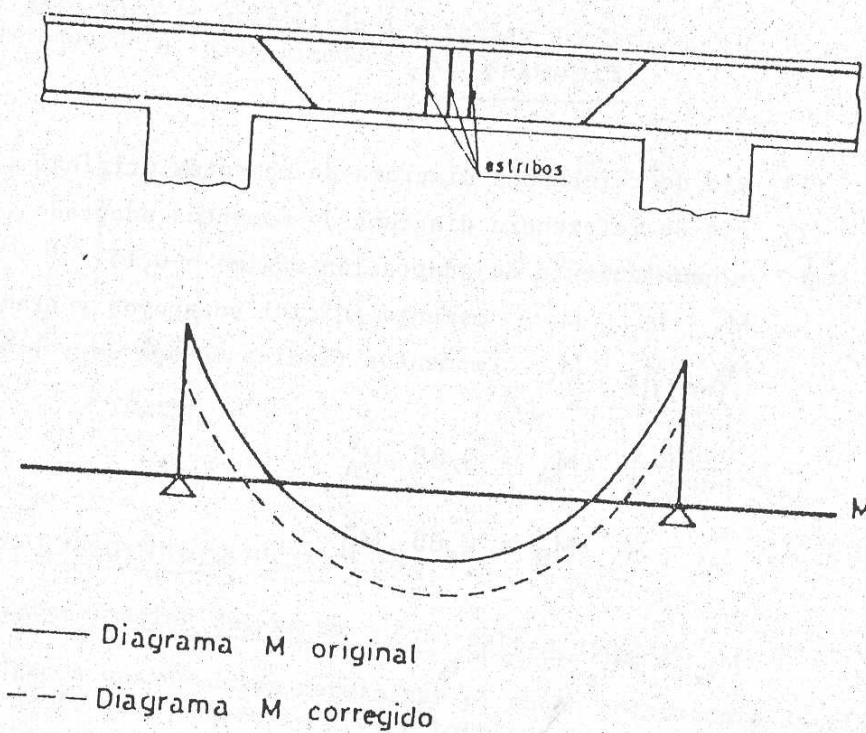


Figura IV.6.

En las estructuras hiperestáticas, ese comportamiento plástico conduce a una redistribución de los esfuerzos internos, en virtud de la cual las secciones más solicitadas se deforman a partir de un cierto punto sin absorber mayor sollicitación, actuando como "articulaciones plásticas". De acuerdo a lo explicado, vemos que es posible una adaptación del diagrama de momentos disminuyendo los esfuerzos en una sección y aumentándolos en otra, de modo de mantener el equilibrio. Supongamos el tramo de un sistema de vigas continuas que muestra la Figura IV - 6, dado el diagrama de momentos de cálculo, suponiendo la sección T o Γ para el dimensionamiento en el tramo y l (rectangular) para los apoyos, nos conviene disminuir en un porcentaje δ el valor de los momentos negativos, e incrementar proporcionalmente el momento en el tramo, de modo de aprovechar la capacidad portante de la sección T o Γ del tramo. El equilibrio en la viga se sigue cumpliendo, ya que lo disminuido en una sección se aumenta en otra; sólo la compatibilidad de deformaciones no se cumple, pudiendo aparecer fisuras de poca importancia.

La DIN 1045 admite como máximo una adaptación del 15.5 del diagrama de momentos de modo de controlar la cantidad y amplitud de las fisuras; de modo general, para una viga empotrada en ambos bordes, con secciones de dimensionamiento I y T en apoyos y tramo respectivamente, los momentos de dimensionamiento resultan, según la Figura IV – 7.

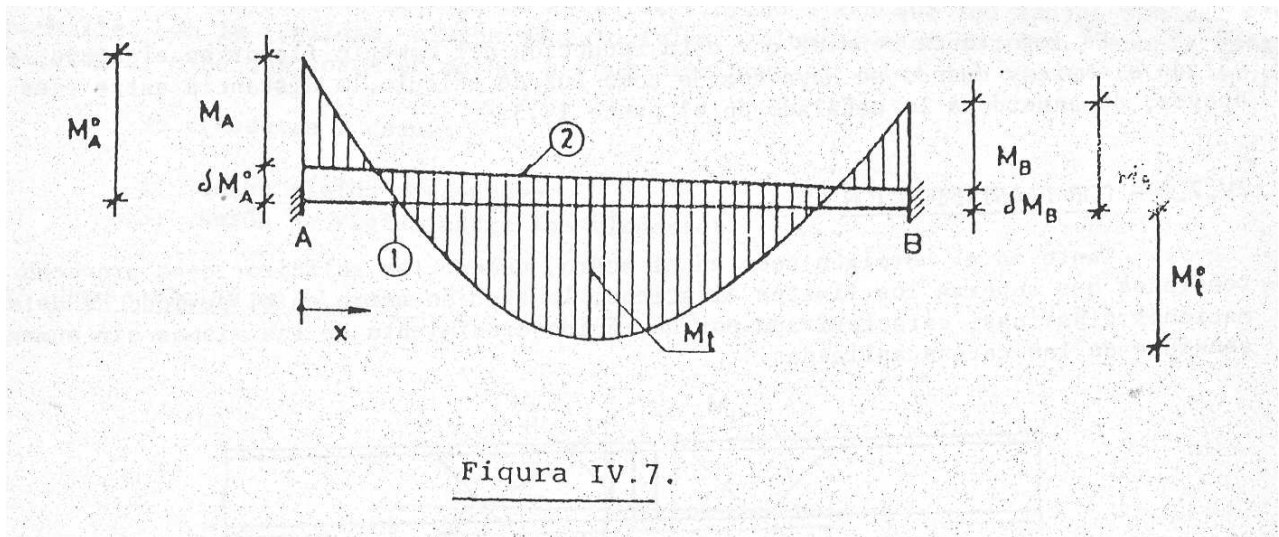


Figura IV.7.

- (1) eje de referencia diagrama de momentos original
 (2) eje de referencia diagrama de momentos adaptado
 δ = coeficiente de adaptación máximo = 0,15
 M_A^* ; M_B^* ; M_t^* momento inicial en apoyo y tramo
 M_A ; M_B ; M_t momentos finales en apoyos y tramo

$$M_A = 0,85 \cdot M_A^*$$

$$M_B = 0,85 \cdot M_B^*$$

$$M_{tx} = M_t^{0tx} - \Delta M_{tx}$$

Donde:

$$\Delta M_{tx} = 0,15 [(1 - \alpha) M_A^* + \alpha \cdot M_B^*]$$

$$x = \alpha \cdot l \quad (\text{coordenada de la sección})$$

IV. 8 DIMENSIONAMIENTO

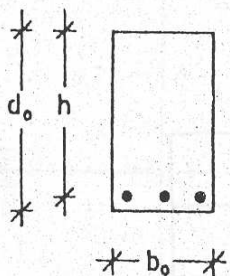
En general, las vigas están sometidas a esfuerzos de flexión pura o compuesta y corte. El dimensionamiento a flexión depende del tipo de sección resistente que es función de la colaboración de la losa como a la compresión, transformando la sección en viga T o Γ .

Por ejemplo de la Figura IV – 1 resultan:

VIGA	SIGNO MOMENTO	SECCION	VIGA	SIGNO MOMENTO	SECCION	VIGA	SIGNO MOMENTO	SECCION
1 (tramo)	⊕	I	APOYO 1-2	⊖	I	2 (tramo)	⊕	I
3 (tramo)	⊕	Γ	APOYO 3-4	⊖	I	4 (tramo)	⊕	Γ
9 (tramo)	⊕	T	APOYO 9-10	⊖	I	10 (tramo)	⊕	I

IV.8.1 DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES RECTANGULARES

En este caso se utilizarán las tablas denominadas K_h para determinar la armadura, de acuerdo con lo explicado en el capítulo II.



$$h = d_0 - d_1$$

$$d_1 \text{ (recubrimiento)} \approx 3 \text{ a } 5 \text{ cm.}$$

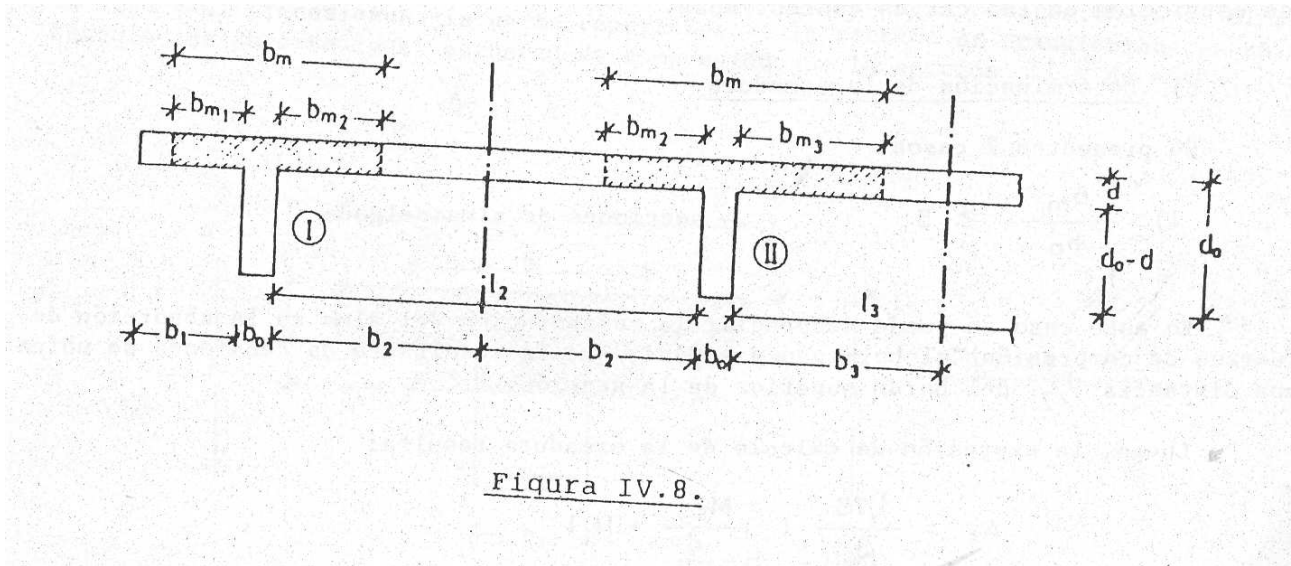
$$K_h = \frac{h \text{ (cm)}}{\sqrt{\frac{M(\text{tm})}{b_0 \text{ (m)}}}}$$

IV.8.2 DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS PLACAS

a) Determinación del ancho colaborante o efectivo

Supongamos que se desee determinar el ancho colaborante de placa correspondiente a la viga II y se conoce la altura total de la viga d_0 , el espesor de la losa d , el ancho de la viga b_0 y los valores b_2 y b_3 distancia entre los bordes de la viga y los ejes de ambas losas, o sea que:

$$b_2 = \frac{l_2}{2} \quad ; \quad b_3 = \frac{l_3}{2}$$



Luego se determinan:

d ; b_2 con ambos valores, de la tabla T52 se obtiene:

$$\frac{d}{d_0} \quad \frac{b_2}{l_0}$$

$$K_2 = \frac{b_{m2}}{b_2}; \text{ en consecuencia } b_{m2} = K_2 \cdot b_2$$

d ; b_3 con ambos valores, de la tabla T52 se obtiene:

$$\frac{d}{d_0} \quad \frac{b_3}{l_0}$$

$$K_3 = \frac{b_{m3}}{b_3}; \text{ en consecuencia } b_{m3} = K_3 \cdot b_3$$

Luego el ancho colaborante total resulta

$$b_m = b_0 + b_{m2} + b_{m3}$$

donde l_0 es la luz corregida de la viga y vale

$$l_0 = K \cdot l$$

siendo l = luz de cálculo de la viga.

ESQUEMA	K
	1
	0,8
	0,6
	1,5

Figura IV.9.

En los apoyos de vigas continuas, en donde la losa colabora como placa comprimida (viga T o Γ invertida, el valor de b_m debe disminuirse en un 40% por efecto de estricción de las cargas concentradas.

b) Determinación de la armadura

Se presentan 2 casos:

1)

$$\frac{b_m}{b_o} \geq 5 \quad \text{- secciones de alma delgada}$$

En este caso se puede desestimar la colaboración del alma en la absorción de esfuerzos de compresión del hormigón y suponer que la resultante de tensiones se ubica a una distancia $d/2$ del borde superior de la sección. Luego, la expresión de cálculo de la armadura resulta:

$$A_s = \frac{1,75}{b_x} \frac{M_s}{h - d/2} + N$$

siendo

$$M_s = M - N \cdot z_5$$

Asimismo, es necesario verificar la tensión de compresión del hormigón en el ala; se debe satisfacer la siguiente relación:

$$\frac{M_s}{b_m \cdot d(h - d/2)} \leq \frac{\beta_R}{1,75} \cdot \alpha$$

α se obtiene del gráfico.

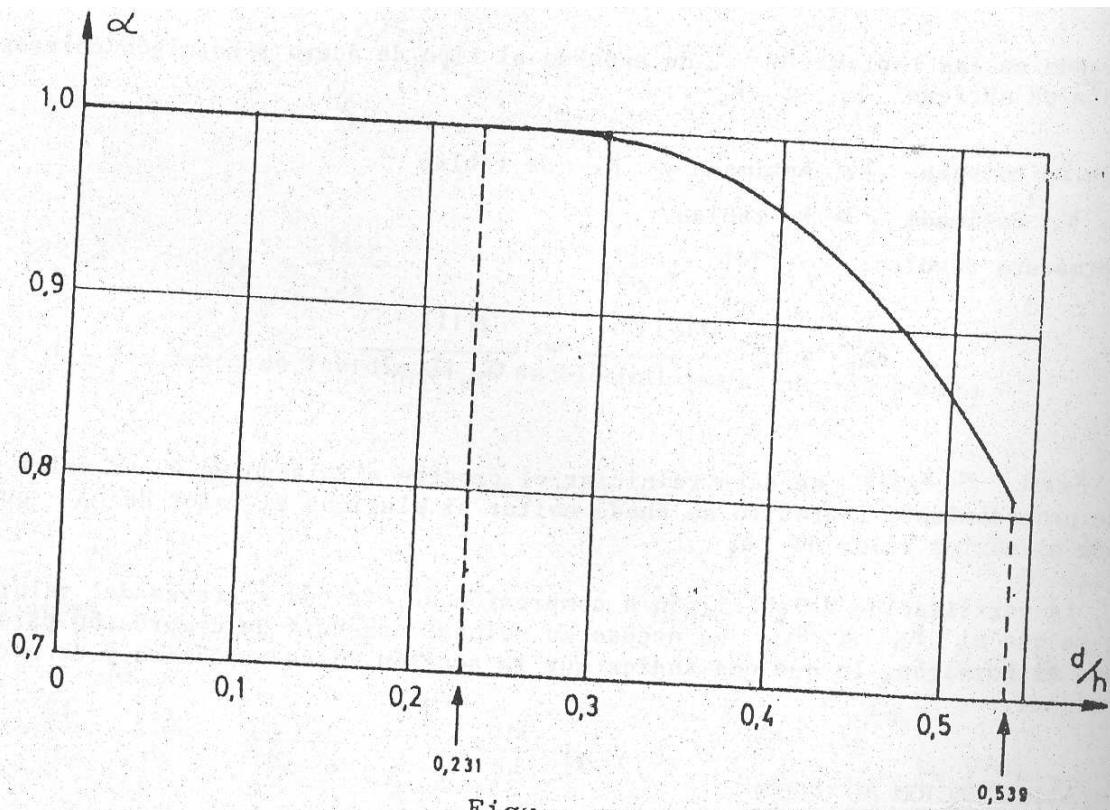


Figura IV.10

2)

$$\frac{b_m}{b_0} < 5 \text{ -- secciones de alma gruesa}$$

En este caso no podemos despreciar las tensiones de compresión en el alma de la viga y al dimensionar, la parte comprimida de la sección es transformada en un rectángulo que absorbe igual esfuerzo de compresión que la sección T y de ancho:

$$b_i = \lambda \cdot b_m$$

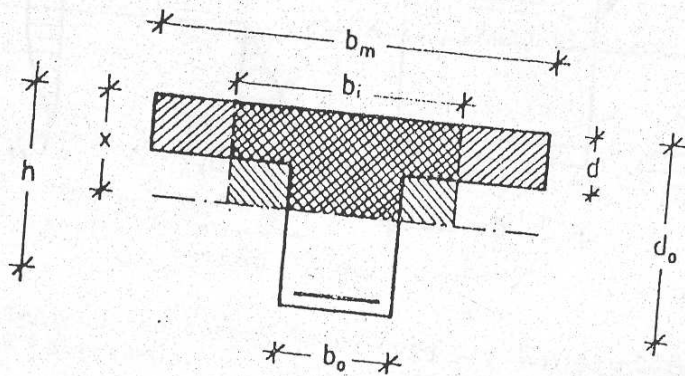


Figura IV.11.

El coeficiente λ se obtiene de la tabla T53, y el proceso es el siguiente:

a) Se estima un valor de k_x y de la tabla T53

Con d/h y b_m/b_0 se obtiene λ y $b_i = \lambda \cdot B_m$

b) Luego se determina

$$K_h = \frac{h}{\sqrt{M_s/b_i}}$$

c) Entrando en las tablas K_h , de acuerdo al tipo de acero y hormigón correspondiente se obtiene k_x y k_s .

d) Luego se compara k_x estimado y k_x de tablas

Si k_x estimado $\geq k_x$ tablas

La armadura resulta:

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_s \text{ (tm)}}{h \text{ (m)}} + \frac{N \text{ (t)}}{\sigma_{su} \text{ (t/cm}^2\text{)}}$$

Si k_x estimado $< k_x$ tabulado, se debe reiniciar el proceso eligiendo un nuevo valor de k_x .

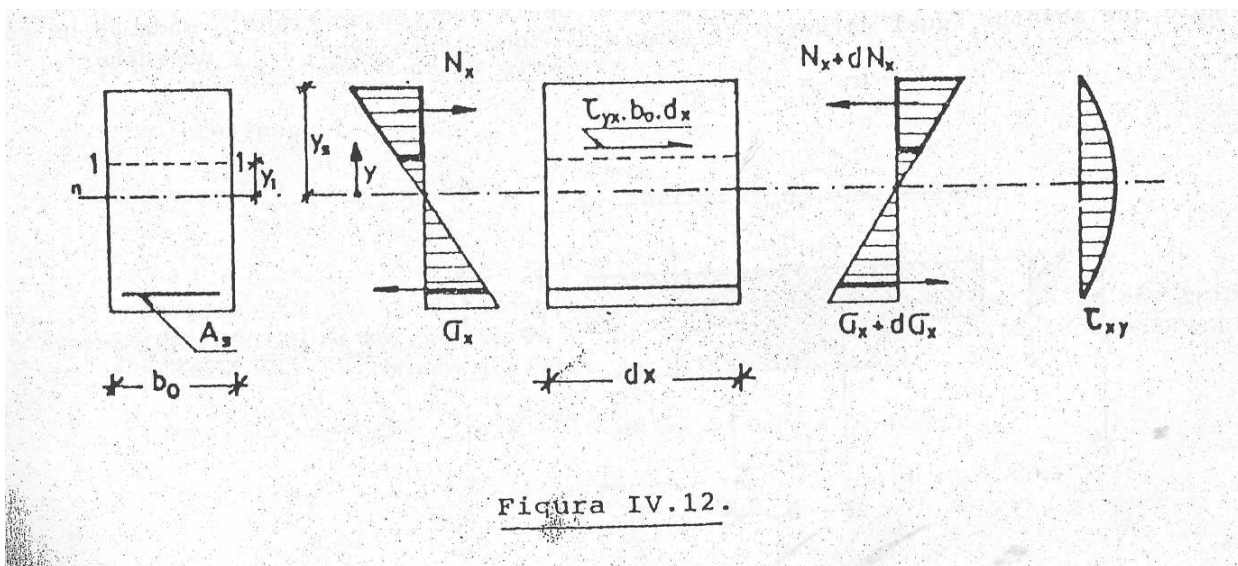
Este procedimiento iterativo se puede evitar si elegimos el valor de λ que corresponde al máximo valor de k_x .

La verificación del hormigón a compresión se efectúa a través del valor de K_h , ya que si $K_h \leq K_h^*$ es necesario colocar armadura de compresión para colaborar con el hormigón, lo que indica que la sección no es económica y es necesario redimensionar.

IV.9 VERIFICACIÓN AL CORTE

IV.9.1 INTRODUCCIÓN

Hasta el momento hemos descrito el dimensionamiento de secciones de vigas sometidas a flexión y esfuerzo normal. Si en una viga el momento flexor se mantiene constante a lo largo de la misma, el estado de tensiones queda definido analizando una sección cualquiera; no ocurre lo mismo si el momento flexor es variable pues aparece una sollicitación adicional que es el esfuerzo de corte, haciendo que el estado de tensiones varíe a lo largo de la pieza.



Supongamos una viga simplemente apoyada de sección rectangular (Figura IV – 12) y en la cual suponemos que existe colaboración del hormigón a tracción (ESTADO 1), analizando el equilibrio de un elemento de pieza ubicado por encima de una fibra distante y_1 del eje neutro, deberá cumplirse que:

$$\tau_{yx} \cdot b_0 \cdot d_x + N_x = N_x + dN_x$$

de donde resulta

$$\tau_{yx} = \frac{1}{b_0} \frac{dN_x}{d_x}$$

$$dN_x = \int_{y_1}^{y_s} d\sigma_x \cdot b_0 \cdot dy$$

$$\sigma_x = \frac{M \cdot y}{J_n} \quad d\sigma_x = \frac{dM}{J_n} \cdot y$$

Donde J_n : momento de inercia de la sección respecto del eje neutro

$$dN_x = \int_{y_1}^{y_s} \frac{dM}{J_n} \cdot b_0 \cdot y \cdot dy$$

por Cauchy $\tau_{yx} = \tau_{xy}$ luego

$$\tau_{xy} = \frac{1}{b_0} \frac{dN_x}{dx} = \frac{1}{b_0 J_n} \int_{y_1}^{y_s} \frac{dM}{dx} \cdot b_0 \cdot y \cdot dy = \frac{Q}{b_0 J_n} \int_{y_1}^{y_s} b_0 \cdot y \cdot dy$$

La integral representa el momento estático de la parte rayada de la sección ubicada por encima de la fibra I-1 respecto del eje neutro (S_{n-1}), luego

$$\tau_{xy} = \frac{Q \cdot S_n'}{b_0 \cdot J_n}$$

que es la expresión de Jourasky.

En hormigón armado el cociente

$$\frac{J_n}{S_n'} \approx z \quad \text{brazo elástico de la sección}$$

Luego en general se puede expresar la tensión de corte

$$\tau = \frac{Q}{b_0 \cdot z}$$

Teniendo en cuenta la no colaboración del hormigón a tracción y su ley de variación en compresión, se llega a expresiones similares para la tensión de corte en estado III.

Como b_0 debe adoptarse el ancho mínimo de la sección y z , en estado III, resulta aproximadamente:

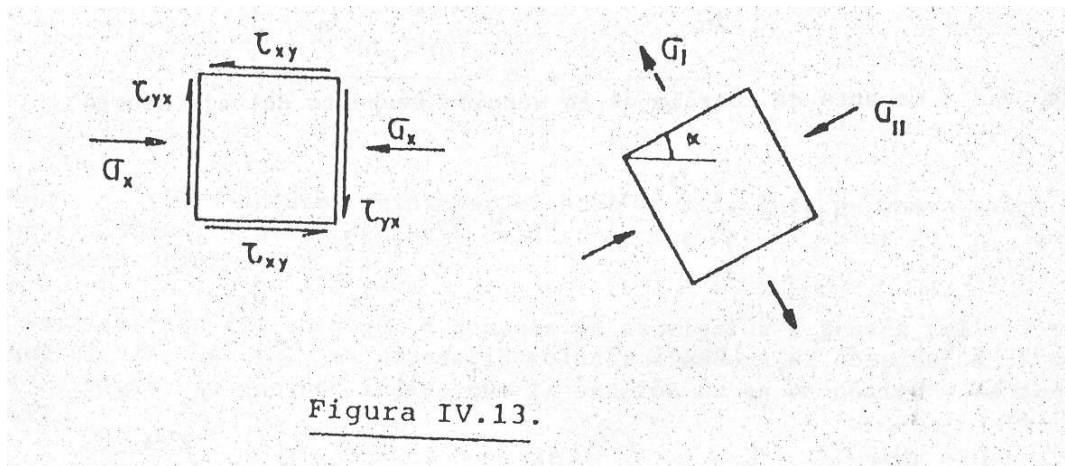
$$z \approx 0,85 \cdot h$$

Si conocemos la variación de tensiones normales y tangenciales en las distintas fibras de una sección, para todas las secciones podemos determinar las tensiones principales en cualquier punto de una viga, mediante las siguientes expresiones:

$$\sigma_{I,II} = \frac{\sigma_x}{2} \pm \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau_{xy}^2} \quad (1)$$

$$\operatorname{tg} 2\alpha = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x} \quad (2)$$

Si analizamos un elemento de viga sometido a flexión y corte según el siguiente esquema:



Mediante las ecuaciones (1) y (2) podemos hallar las tensiones máximas de tracción y compresión y el ángulo α que forman las direcciones principales de tensión.

Se denominan líneas isostáticas de tracción o compresión a las envolventes de las tensiones principales respectivas.

En la Figura IV- 14 se observan las líneas de tracción y compresión para una viga de hormigón, suponiendo que el mismo no está fisurado.

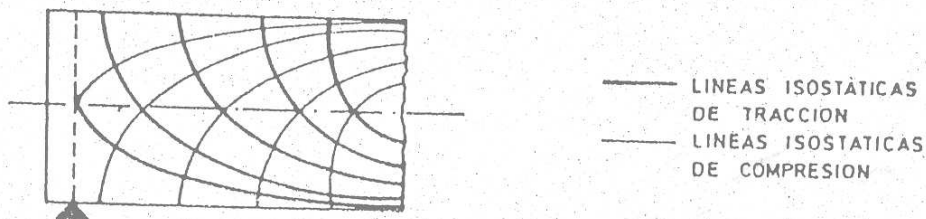


Figura IV.14.

El mecanismo adoptado para que el hormigón y acero transmitan los esfuerzos de corte, es análogo al de una estructura reticulada, cuyo cordón superior está formado por la zona comprimida del hormigón, el cordón inferior lo constituye la armadura a tracción, las diagonales comprimidas son bielas inclinadas de hormigón, las tracciones son barras de acero inclinadas y los montantes quedan materializados con barras de acero verticales denominadas estribos.

En principio, este mecanismo no parece el más apropiado, pues podría pensarse en una distribución de armaduras que sigan las líneas isostáticas de tracción pero esta disposición sería además de muy complicada, incorrecta, ya que si bien se garantiza el equilibrio de los esfuerzos internos, las deformaciones en el acero

serían muy elevadas, produciendo nuevas fisuras en el hormigón que cambiarían el estado de tensiones y, por ende, el equilibrio.

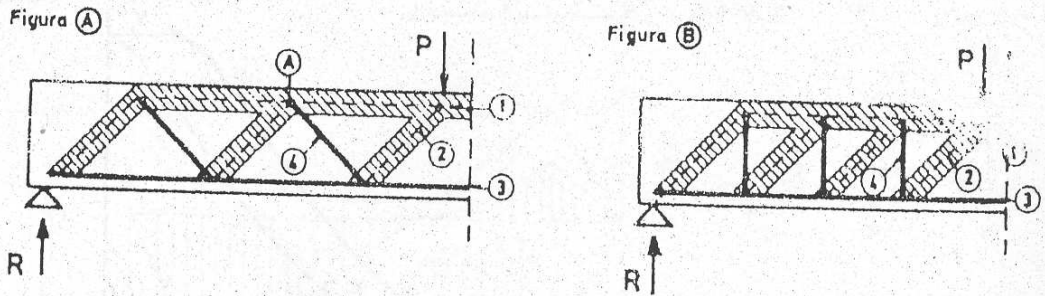


Figura IV.15.

El funcionamiento del reticulado análogo es el siguiente (Figura IV - 15):
Figura A: La carga P se descompone en dos direcciones (1) y (2), ambas de compresión, el esfuerzo en (2) se descompone en dos esfuerzos de tracción en las direcciones (3) y (4), la componente vertical de (4) es igual a P y esta armadura inclinada es la que cuelga la carga del punto (A), reiniciándose el ciclo hasta llegar al apoyo.
Figura B: Funciona de igual modo utilizando barras verticales – estribos – en lugar de bielas inclinadas.

Normalmente, se colocan barras dobladas a 45° ó 60° respecto de la horizontal y estribos, actuando como reticulado superpuesto.

IV.9.2 DESPLAZAMIENTO O DECALAJE DEL DIAGRAMA DE MOMENTOS

Debido al funcionamiento del reticulado análogo, el esfuerzo en la armadura traccionada aumenta y disminuye el esfuerzo de compresión en el hormigón.

Si se toman momentos respecto de = (Figura IV - 16) resulta:

$$P(a + z \cdot \cotg \alpha) - \frac{P \cdot z \cdot \cotg \alpha}{2} - \frac{P \cdot z \cdot \cotg \beta}{2} - Z \cdot z = 0$$

De donde el esfuerzo en las barras traccionadas resulta:

$$Z = P \left[\frac{a}{z} + \frac{(\cotg \alpha - \cotg \beta)}{2} \right]$$

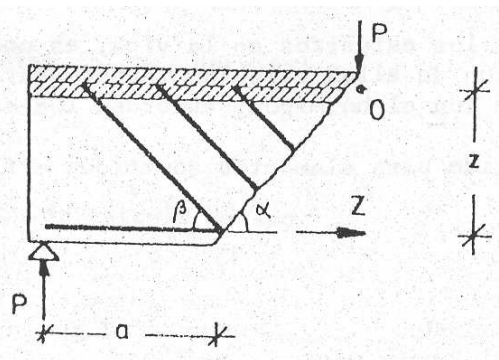


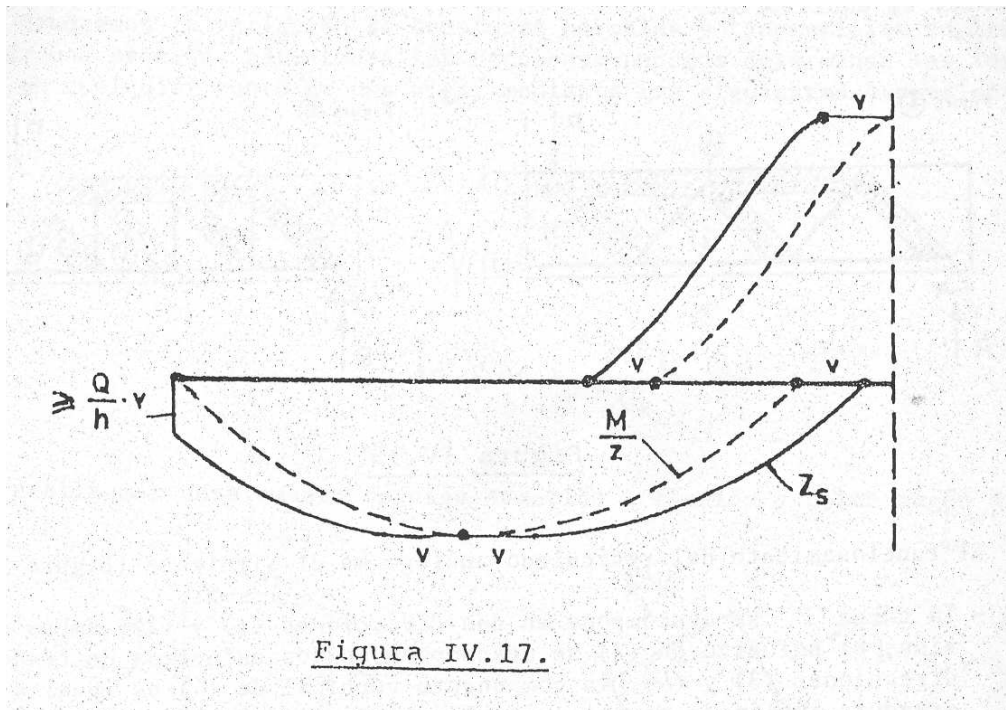
Figura IV.16.

De acuerdo a la teoría de flexión

$$Z = P \frac{a}{Z}$$

En consecuencia el incremento ΔZ resulta

$$\Delta Z = \frac{P}{2} \cdot (\cotg \alpha - \cotg \beta)$$



Se obtiene la repartición de esfuerzos correcta produciendo un desplazamiento v del diagrama de momentos en la dirección del eje de la pieza y hacia los puntos de momento nulo. Los valores de v dependen del tipo de armadura de corte que se disponga y su valor se obtiene de la Figura IV - 18.

VALORES DE v		
ARMADURA DE CORTE	CASO II	CASO III
estribos	h	$0,75 h$
barras dobladas	$0,50 h$	$0,25 h$
estribos + barras dobladas	$0,75 h$	$0,50 h$

Figura IV.18.

IV.9.3 VERIFICACIÓN DE TENSIONES Y DIMENSIONAMIENTO DE ARMADURA

Una vez determinados los esfuerzos en la viga, es necesario verificar las tensiones de corte y en función de ellas calcular las armaduras dobladas y estribos necesarios que, conjuntamente con el hormigón, absorben los esfuerzos de corte.

- I) Procedimiento general válido para elementos sometidos a flexión pura o compuesta con gran excentricidad.

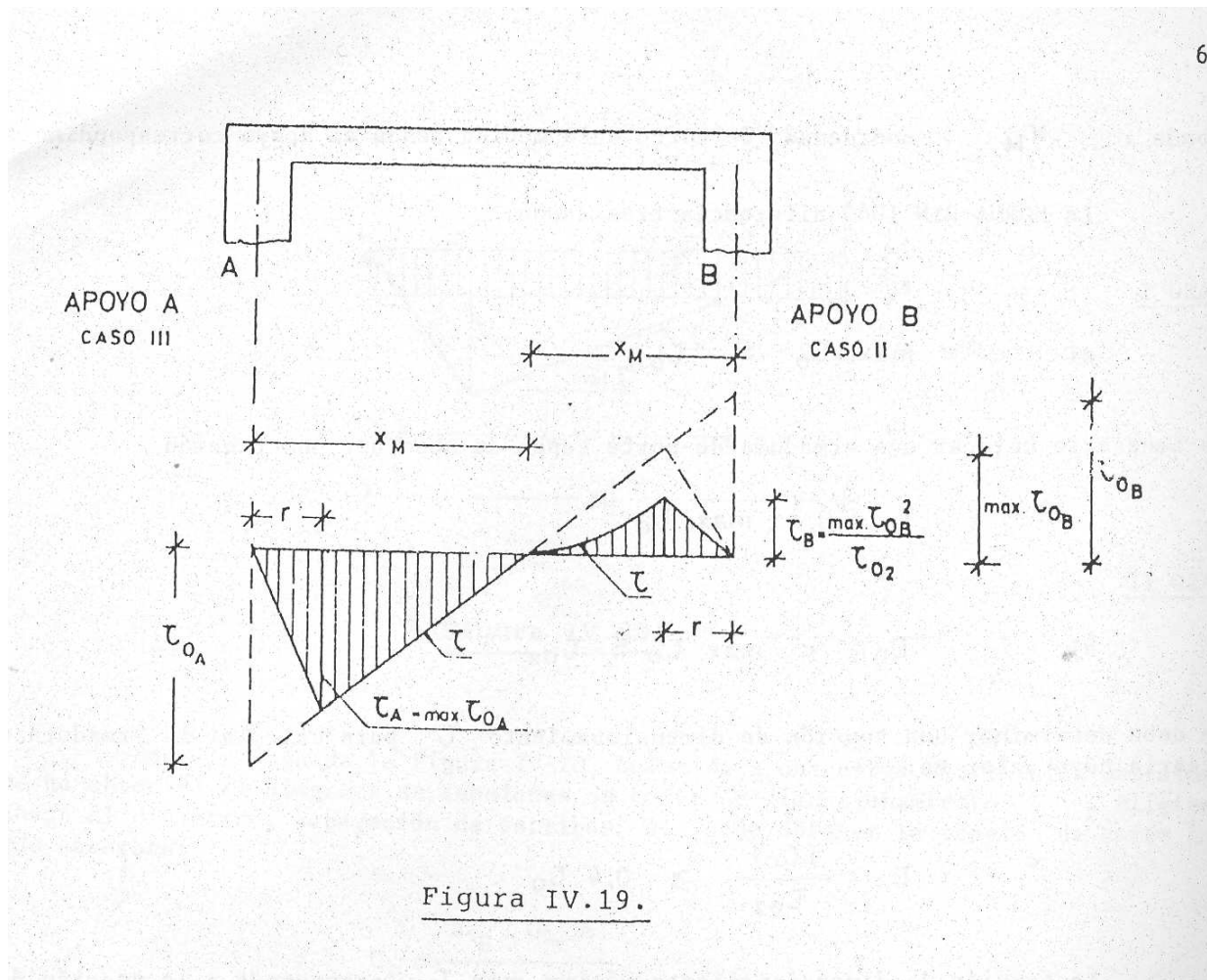


Figura IV.19.

Se determinan las tensiones de corte en las secciones de máximo esfuerzo Q

$$\tau_{0i} = \frac{Q_i}{b_0 \cdot z}$$

donde

τ_{0i} = tensión de corte en la sección;
 Q_i = esfuerzo de corte en la sección;
 b_0 = ancho mínimo de la sección;
 z = brazo elástico de la sección

para secciones rectangulares

$$z \approx 0,85 \cdot h$$

para secciones T ó Γ

$$z = h - \frac{d}{2}$$

La NORMA DIN 1045 permite adoptar como tensión de corte de cálculo aquella correspondiente a una sección ubicada a una distancia r del eje de apoyo.

Para apoyos directos (columnas, tabiques) $r = \frac{1}{2} (h + c)$

Para apoyos indirectos (vigas, nervios) $r = \frac{h}{2}$

Siendo c = ancho de apoyo.

Luego se determina la tensión de cálculo máximo

$$\text{Máx } \tau_{0i} = \tau_{0i} \cdot \frac{x_M - r}{x_M}$$

donde: x_M coordenada de corte nulo medida desde el apoyo correspondiente

LA NORMA DIN 1945 diferencia tres casos:

CASO I

Si $\text{máx. } \tau_0 \leq \tau_{012}$

Es necesario colocar una armadura de corte capaz de absorber una tensión

$$\tau = 0,4 \cdot \text{máx } \tau_0$$

CASO II

Si $\tau_{012} < \text{máx. } \tau_0 \leq \tau_{02}$

Se debe determinar una tensión de dimensionamiento τ para calcular la armadura necesaria cuyo valor es:

$$\tau = \frac{(\tau_0)^2}{\tau_{02}} \geq 0,4 \tau_0$$

La tensión de dimensionamiento máxima $\text{máx } \tau$ corresponde a la sección de $\text{máx. } \tau_0$ o sea:

$$\text{máx } \tau = \frac{(\text{máx } \tau_0)^2}{\tau_{02}} \geq 0,4 \cdot \text{máx } \tau_0$$

CASO III

Si $\tau_{02} < \text{máx. } \tau_0 \leq \tau_{03}$

La tensión de dimensionamiento resulta:

$$\tau = \tau_0$$

y la máxima tensión de dimensionamiento que corresponde a la sección de $\text{máx. } \tau_0$ es:

$$\text{máx } \tau = \text{máx. } \tau_0$$

Si la tensión de cálculo máximo resulta: $\text{máx } \tau_0 > \tau_{03}$ es necesario redimensionar la sección de la viga, aumentando el ancho o la altura de la misma.

Los valores de τ_{012} , τ_{02} y τ_{03} se obtienen de la tabla T57 y dependen de la calidad del hormigón.

En la figura IV – 19 se observa dibujado en trazo discontinuo el diagrama de corte de la viga, y en trazo llano el diagrama final con el cual se debe dimensionar la armadura según el caso.

De acuerdo a lo visto anteriormente, la armadura de corte puede estar constituida por:

- barras dobladas a 45° ó 60° y estribos
- estribos solamente

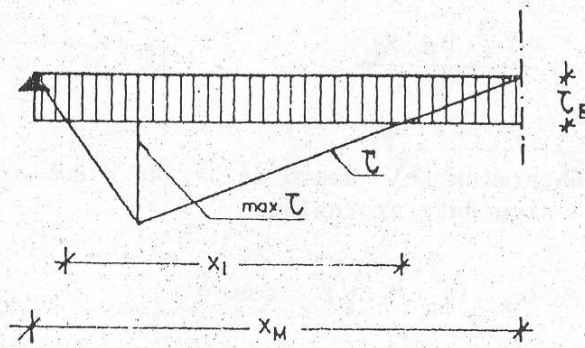


Figura IV.20.

Dada la viga de la figura IV – 20, sometida a una carga distribuida uniforme, se ha obtenido el diagrama de tensiones de corte de dimensionamiento τ . Eligiendo ahora el diámetro y separación de estribos, se puede obtener la tensión de corte τ_B que absorbe:

$$\tau_B = \frac{A_{sB} \cdot \sigma_{st} \cdot n}{b_0 \cdot t}$$

donde:

τ_B = tensión de corte obtenida por los estribos

σ_{st} = tensión de cálculo del acero

$$= \frac{\beta_s}{1,75} \leq 2400 \text{ kg/cm}^2$$

n = número de ramas de los estribos



2 ramas



3 ramas



4 ramas

a_{sB} = sección de la barra que constituye el estribo

b_0 = ancho mínimo de la sección

t = separación entre estribos

En la Figura IV- 20 se observa una franja rayada que representa la zona del diagrama de corte cubierta por los estribos; se deben determinar ahora las barras dobladas capaces de absorber el resto del volumen de tensiones. Llamando

$$\tau_s = \text{máx } \tau - \tau_B$$

del análisis de la Figura IV – 20 surge que

$$\frac{x_i}{\tau_s} = \frac{x_m}{\text{max } \tau} \quad (I)$$

Luego, el esfuerzo de corte que deben absorber las barras dobladas resulta:

$$\tau_s = a_{ss} \cdot \sigma_{st} \cdot n_s \cdot \sqrt{2} \cos \delta$$

donde:

a_{ss} = sección de la barra doblada

n_s = número de barras dobladas

δ = ángulo complementario de inclinación cuyo valor es

$\delta = 0^\circ$ si se doblan a 45°

$\delta = 15^\circ$ si se doblan a 60°

La tabla T59 tiene tabulados valores de T_R para diferentes diámetros, cantidad de barras dobladas y tipo de acero.

De las tablas T60 a T67 se pueden obtener valores de τ_R para diferentes diámetros, separación y tipo de acero.

Las barras dobladas deben contar al eje baricéntrico de la viga, en un punto que coincide aproximadamente con el baricentro de la superficie del diagrama de tensiones de corte que les corresponde.

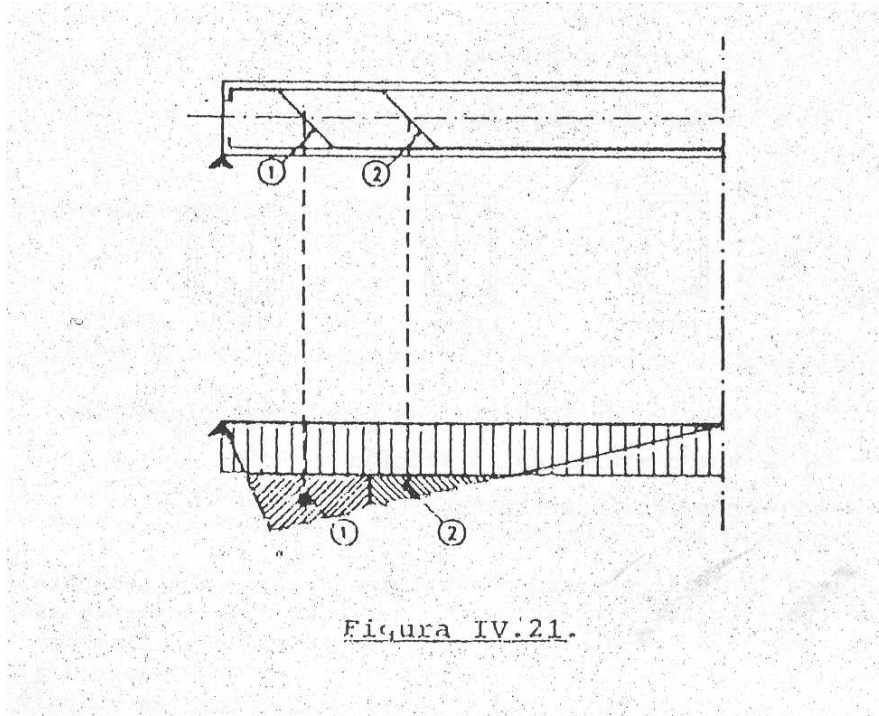
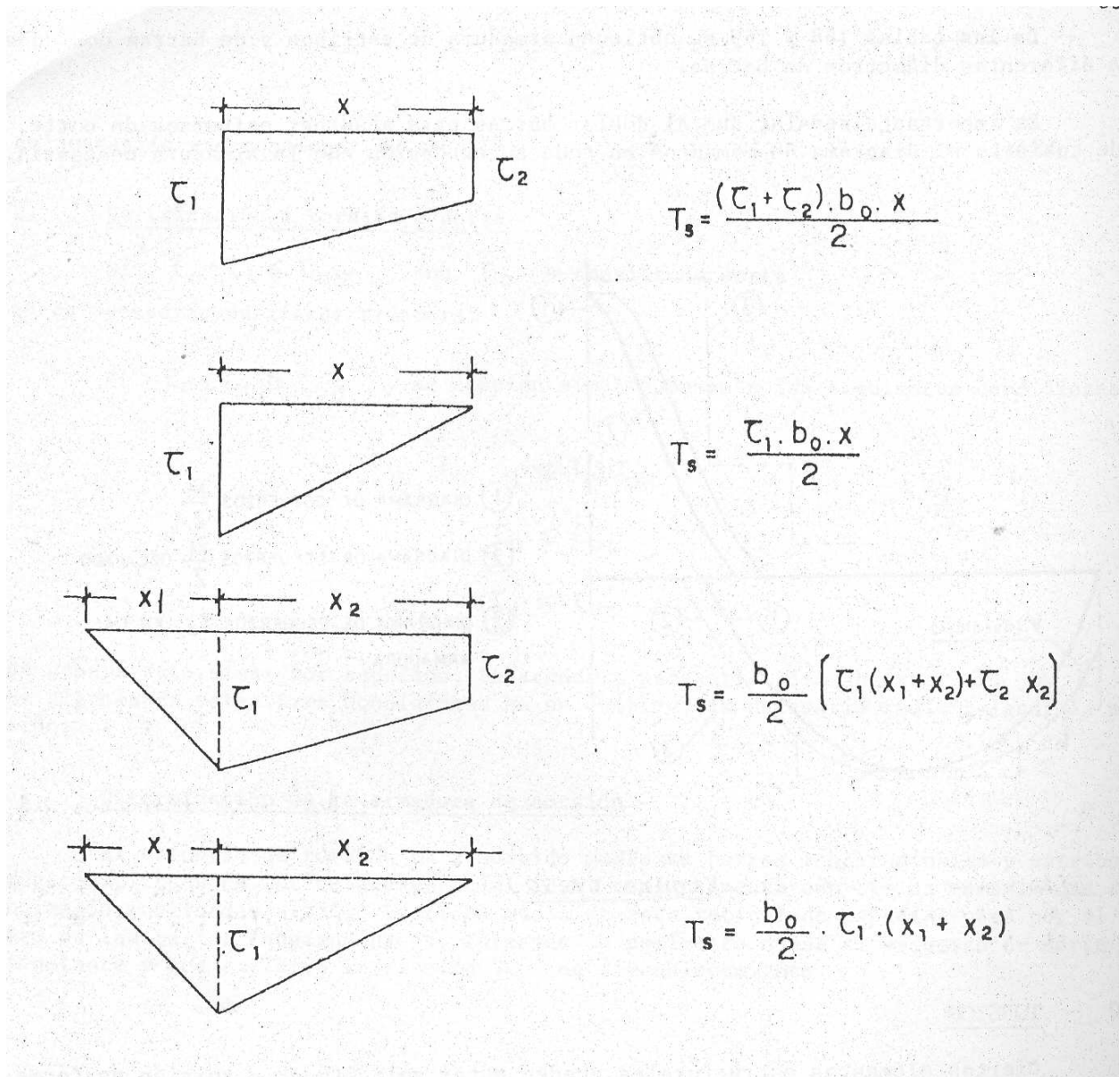


Figura IV.21.

En la Figura IV - 21, se observa el doblado de barras, donde a partir del volumen de tensiones 1 se obtiene T_{s1} (barras dobladas 1), y del volumen de tensiones 2 se obtiene T_{s2} (barras dobladas 2).

Las ecuaciones (I) y (II) son válidas para vigas sometidas a una carga distribuida uniforme y donde se doblan todas las barras en un mismo punto (baricentro del triángulo de base x_1 y altura τ_s). Para diferentes tipos de diagramas se obtienen las siguientes expresiones:



II) Procedimiento simplificado válido para vigas bajo cargas uniformes y no solicitadas a esfuerzos normales.

Al igual que en el procedimiento general se determina la tensión máxima de cálculo $\max \tau_0$. La armadura de corte necesaria es:

$$A_{st} = \chi (A_{sA} + A_{sT}) \quad (\text{cm}^2)$$

Donde:

A_{sA} = armadura necesaria de flexión en el apoyo correspondiente

A_{sT} = armadura necesaria de flexión en el tramo

χ = este factor se obtiene del gráfico A.58 entrando con los cocientes c/x_M y $\max \tau_0 / \tau_{02}$

Luego, la armadura de corte necesaria resulta:

$$A_{st} = A_{sB} \cdot x_M + A_{ss} \quad (\text{cm}^2)$$

A_{sB} = armadura de estribos

A_{ss} = armadura de barras dobladas

De las tablas T68 y T69 se obtienen armaduras de estribos y de barras dobladas para diferentes diámetros de barras.

Es importante señalar que al doblar barras para absorber esfuerzos de corte, quede cubierto el diagrama de momentos en toda su extensión con la armadura necesaria.

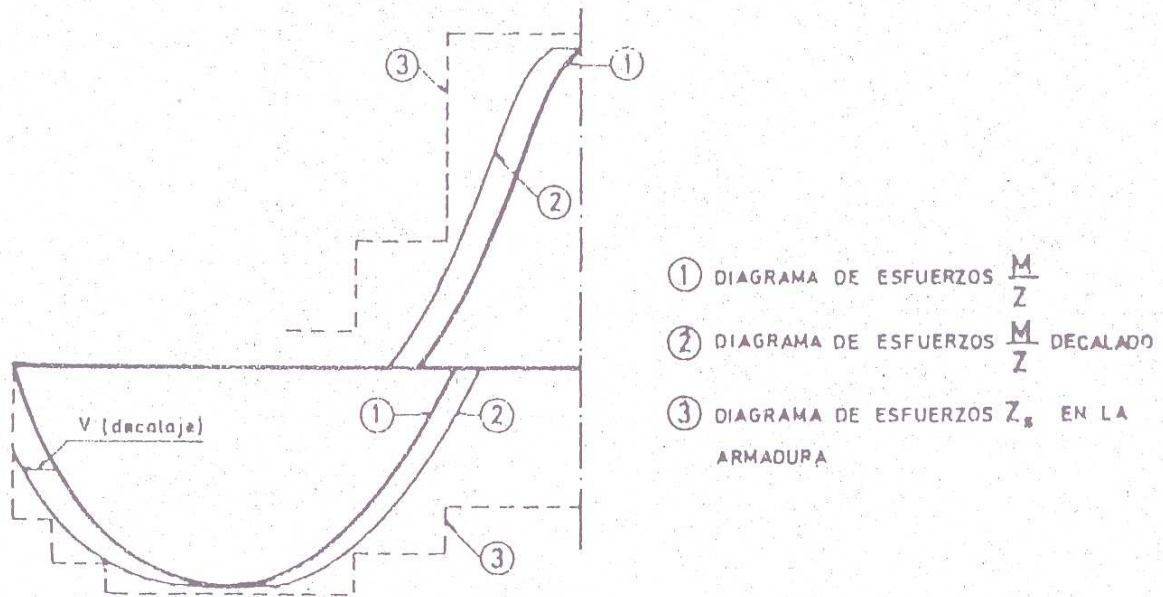


Figura IV.22.

IV. 10 TORSIÓN

Ciertos elementos estructurales pueden estar solicitados a torsión en forma combinada con momentos flexores y esfuerzos de corte, en el caso de vigas de planta circular o vigas que soportan losas en voladizo, sin losas de continuidad. Determinado el momento torsor máximo M_t es necesario calcular las tensiones tangenciales que provoca en el plano de la sección que a su vez conducen a tensiones tangenciales que forman un ángulo de 45° con el eje de la viga.

La tensión de torsión resulta:

$$\tau_t = \frac{M_t}{W_t}$$

W_t = módulo resistente a torsión de la sección, en ESTADO I sin considerar la armadura. Ver tabla T71.

a) Verificación a torsión pura

Si la tensión τ_t resulta:

$$\tau_t \leq 0,25 \cdot \tau_{02}$$

no es necesario verificar armadura, por el contrario, si τ_t es:

$$0,25 \tau_{02} \leq \tau_t \leq \tau_{02}$$

Es necesario verificar armadura.

Si el valor de τ_t resulta:

$$\tau_t > \tau_{02}$$

es necesario redimensionar la sección.

b) Verificación a torsión y corte

Si $\tau_0 + \tau_t \leq \tau_{012}$, con τ_0 = tensión de corte no es necesario verificar armadura.

Si $\tau_0 + \tau_t \geq \tau_{012}$ y se cumplen simultáneamente las siguientes condiciones:

$$\tau_0 + \tau_t \leq 1,3 \tau_{02}$$

$$\tau_0 \leq \tau_{03}$$

$$\tau_t \leq \tau_{02}$$

se deberá determinar por separado, la armadura necesaria para absorber τ_0 y τ_t . Si algunas de estas tres condiciones no se cumplen, es necesario redimensionar la sección.

c) Determinación de la armadura de torsión

El esfuerzo de torsión es absorbido mediante barras longitudinales y estribos que constituyen un reticulado espacial ideal conjuntamente con bielas comprimidas de hormigón inclinadas a 45°. La línea media de este reticulado espacial pasa por el centro de las barras longitudinales, formando un perímetro donde el esfuerzo de corte es constante y que encierra la sección A_k de dimensionamiento.

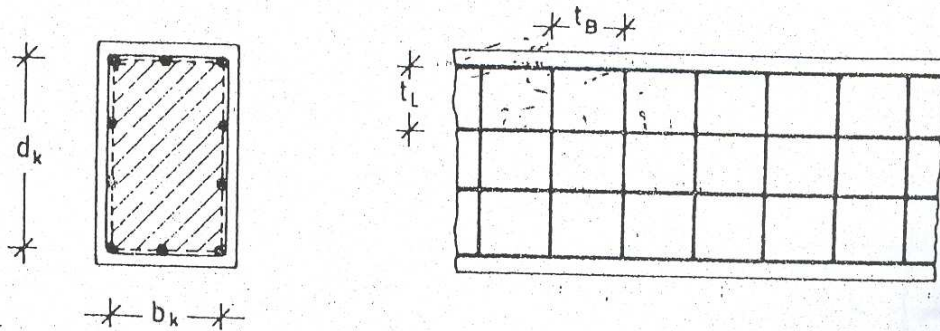


Figura IV.23.

$$A_k = b_k \cdot d_k$$

La sección de estribos necesaria para absorber el momento torsor es:

$$A_{sB} = \frac{M_t \cdot t_B}{2 \cdot A_k \cdot \sigma_s} \quad (\text{cm}^2)$$

Donde

$$\sigma_s = \frac{\beta_s}{1,75} \leq 2400 \text{ kg/cm}^2$$

La sección total de barras longitudinales necesaria para absorber torsión es:

$$A_{sL} = \frac{M_t \cdot U_k}{2 \cdot A_k \cdot \sigma_s} \quad (\text{cm}^2)$$

Donde

U_k es el perímetro de la sección de dimensionamiento = $2 (b_k + d_k)$

IV.11 DISPOSICIONES DE APOYO

En vigas debe colocarse una armadura a flexión no menor del 1,5 % de la sección total de hormigón y una armadura de corte no menor de la necesaria para absorber una tensión

$$\tau = 0,25 \text{ máx. } \tau_0$$

Separación máxima entre estribos

Caso 1	0,8 d ₀ ó 30 cm
Caso 2	0,5 d ₀ ó 25 cm
Caso 3	0,3 d ₀ ó 20 cm

d₀ = altura total de la viga

Separación máxima entre ramas

0,80. d₀ ó 40 cm

Separación máxima entre barras dobladas

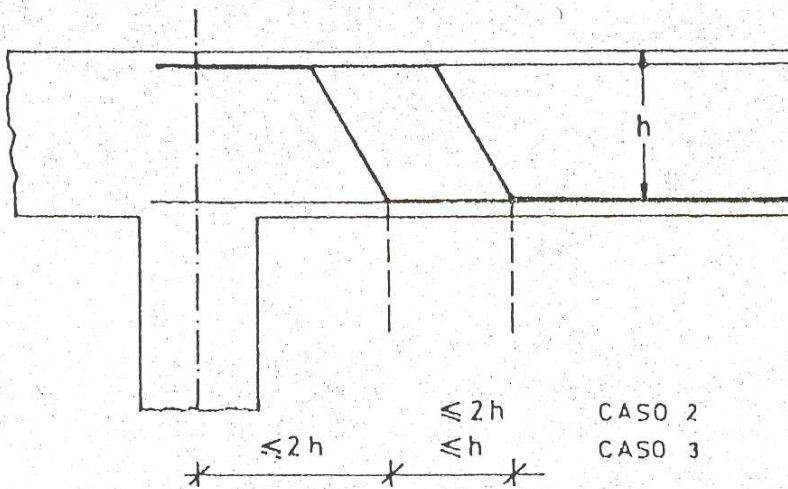


Figura IV.24.

IV. 12 ARMADURA ADICIONAL BAJO CARGAS CONCENTRADAS

En las zonas de viga donde existen cargas puntuales es necesario reforzar la armadura transversal; esta armadura adicional puede estar constituida por estribos o barras dobladas.

Cálculo de la armadura

- 1) Estribos
- 2) A) Si se adopta el diámetro, la cantidad de estribos a colocar resulta:

$$c = \frac{P}{n \cdot a_{sB} \cdot \sigma_{st}}$$

siendo:

c: cantidad de estribos a colocar

P: valor de la carga puntual (t)

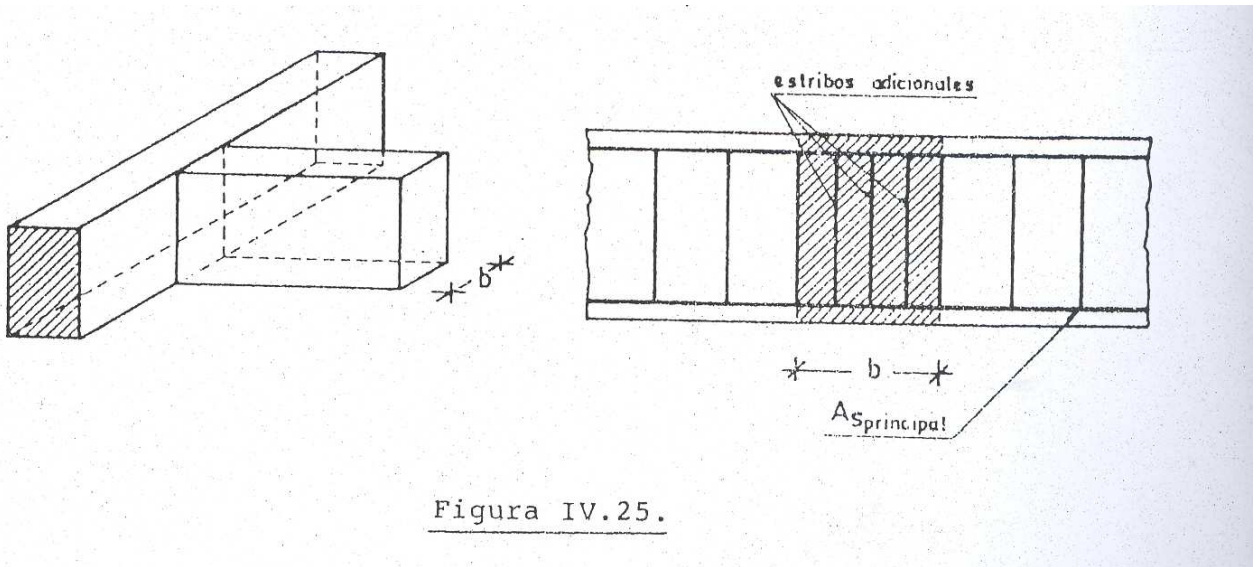
a_{sB} : sección transversal del estribo (cm²)

σ_{st}: tensión de cálculo del acero (t/cm²)

n: número de ramas

c) Si se adopta el número de estribos, la sección a_{sB} de la barra de estribo a colocar resulta:

$$A_{sB} = \frac{P}{c. n. \sigma_{st}}$$



Los estribos deben repartirse en una distancia igual al ancho de la viga que apoya.

3) Barras dobladas o caballetes

La cantidad de barras dobladas n_s a colocar resulta:

$$n_s = \frac{P}{\sqrt{2} \cdot a_{ss} \cdot \sigma_{st}}$$

a_{ss} = sección de la barra doblada

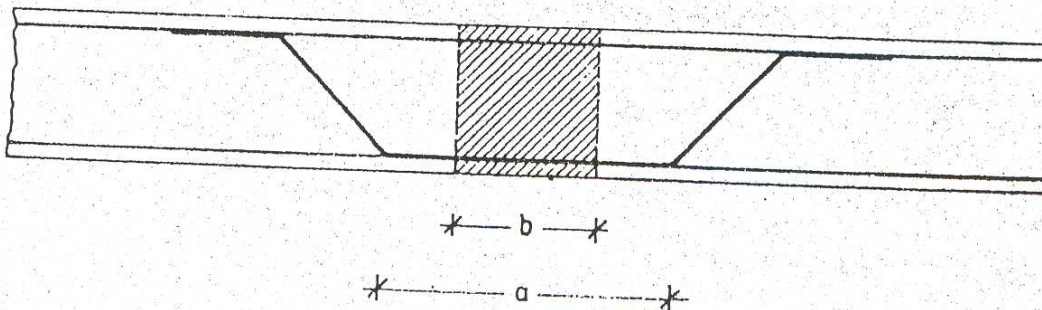


Figura IV.26.

Debe ser: $a \geq 2 \cdot b$

IV.13 CÁLCULO DE SOLICITACIONES Y DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS EN ZONAS DE BASES U ORIFICIOS

Determinación de los esfuerzos en los cordones superior e inferior de la sección I – I, ver Figura IV – 27.

a) Cálculo de momentos de inercia de los cordones

$$J_s = \frac{b_o \cdot h_s^3}{12} \quad ; \quad J_i = \frac{b_o \cdot h_i^3}{12} \quad ; \quad J_T = J_s + J_i$$

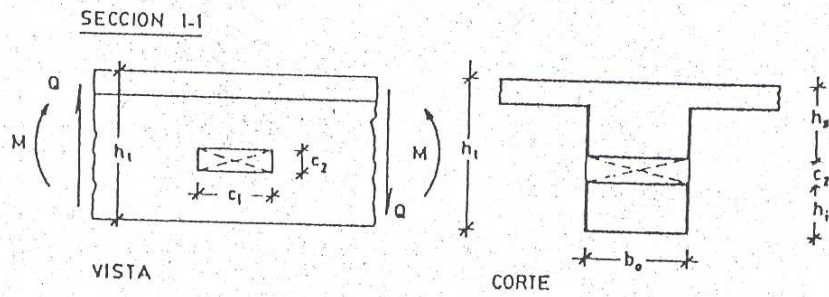
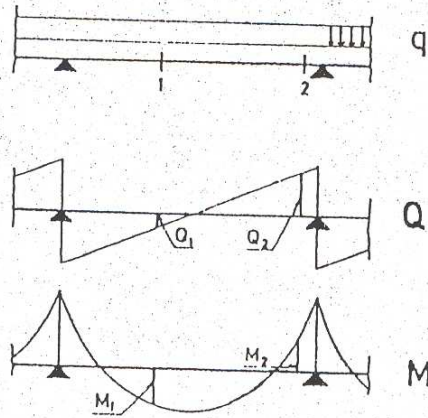


Figura IV.27.

Solicitaciones en el cordón superior

$$Q_s = Q_1 \cdot \frac{J_s}{J_T} \quad (\text{esfuerzo de corte})$$

$$N_s = \frac{M_1}{\frac{1}{2}(h_s + h_i) + c_2} \quad (\text{esfuerzo normal})$$

$$M_s = Q_s \cdot \frac{c_1}{2} \quad (\text{momento flexor})$$

Solicitaciones en el cordón inferior

$$Q_i = Q_1 \cdot \frac{J_i}{J_T} \quad (\text{esfuerzo de corte})$$

$$N_i = \frac{M_1}{\frac{1}{2}(h_s + h_i) + c_2} \quad (\text{esfuerzo normal})$$

$$M_i = Q_i \cdot \frac{c_1}{2} \quad (\text{momento flexor})$$

Luego se dimensionan ambos cordones a flexión compuesta y se verifica el cor, tal cual lo explicado.

Veamos las solicitaciones en ambas secciones:

	Cordón Superior	Cordón Inferior
SECCION 1-1	Flexo-Compresión Corte	Flexo-Tracción Corte
SECCION 2-2	Flexo-Tracción Corte	Flexo-Compresión Corte

CAPÍTULO V

COLUMNAS Y TABIQUES PORTANTES

V.1 INTRODUCCIÓN

Las columnas y tabiques portantes son elementos estructurales que transmiten las cargas permanentes y accidentales del edificio hasta el plano de fundación.

Constituyen dichas cargas:

- el peso propio de columna o tabique.
- las reacciones de vigas que apoyan en dichos elementos.
- las losas que apoyan sobre tabiques.
- mampostería o cerramiento que descansan sobre tabiques.

Cada una de estas cargas enumeradas se repite piso a piso hasta llegar a la fundación.

En general, las columnas y los tabiques trabajan fundamentalmente a compresión, apareciendo esfuerzos de flexión en: 1) columnas de borde, 2) estructuras contraviento o antisísmicas constituidas por sistemas de pórticos y/o tabiques que soportan cargas horizontales, 3) columnas o tabiques donde exista una importante excentricidad de cargas. Desde el punto de vista de funcionamiento estructural podemos distinguir:

- Columnas con estribos simples, cuya armadura resistente está constituida por barras longitudinales y la armadura transversal, formada por estribos cerrados o abiertos, sólo responde fundamentalmente a la necesidad de impedir el pandeo de las barras longitudinales.
- Columnas zunchadas, además de la armadura longitudinal resistente, llevan una armadura transversal continua, en forma de espiral, arrollada sobre aquélla y que contribuye a la resistencia de la pieza.

V.2 DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS

La carga total actuante sobre una columna es igual al peso propio, reacciones de apoyo de vigas concurrentes y la carga que transmite la columna de los pisos superiores, si los hubiere.

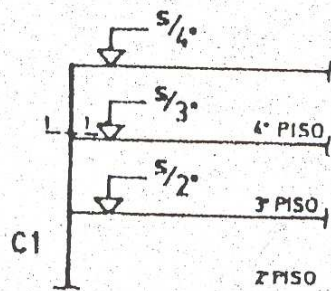


Figura V.1.

Para calcular la columna C1 en el tramo 4º piso (S/4º - S/3º), se determina la carga total del nivel S/4º sobre la columna 1 y el peso propio de la misma; con este valor total de carga se dimensiona la columna en su sección inferior 1-1, extendiendo la armadura en toda la altura del entrepiso.

Las columnas exteriores o de borde deben verificarse a flexión compuesta (ver Figura V-2); los momentos flexores a considerar en la columna y en la viga adyacente son:

- En el apoyo anterior de la viga:

$$M_3 = M_2 \frac{c_s + c_i}{1 + c_s + c_i}$$

- En la cabeza de la columna inferior:

$$M_s = M_3 \frac{c_i}{c_s + c_i}$$

- En el pie de la columna superior:

$$c_s$$

$$M_i = - M_3 \frac{c_s + c_i}{c_s + c_i}$$

donde:

M_2 = momento en el extremo de la viga, supuesta perfectamente empotrada.

$$c_s = \frac{l}{h_s} \frac{I_s}{I}$$

$$c_i = \frac{l}{h_i} \frac{I_i}{I}$$

I = momento de inercia de la viga

I_i = momento de inercia de la columna inferior

I_s = momento de inercia de la columna superior

h_i = altura de la columna inferior

h_s = altura de la columna superior

Las fórmulas que anteceden sólo tienen una validez aproximada, aunque suficiente para la mayor parte de las estructuras comunes. En casos especiales, los momentos deberán calcularse asimilando las columnas a los pies derechos de un pórtico y aplicando los métodos exactos que figuran en las publicaciones técnicas especializadas.

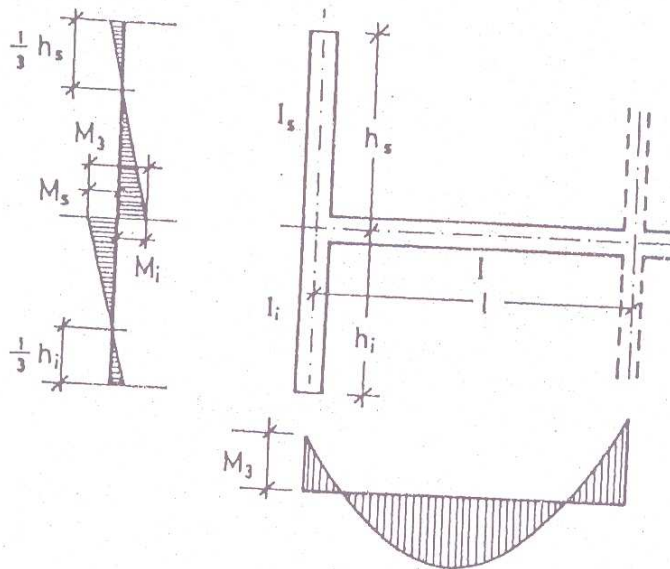
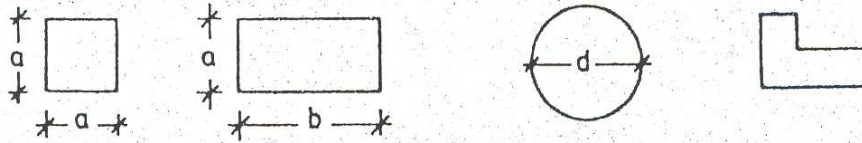


Figura V.2.

Como hemos citado anteriormente, las estructuras contraviento o antisísmicas están constituidas por pórticos y/o tabiques con gran rigidez a la flexión; en las columnas que forman dichos pórticos aparecen momentos flexores y esfuerzos axiales adicionales y los tabiques trabajan como ménsulas de gran luz, soportando cargas horizontales que provocan sollicitaciones de flexión que se agregan a los esfuerzos normales por peso propio y sobrecargas verticales.

V.3 DIMENSIONAMIENTO

Las columnas de hormigón armado utilizadas en estructuras de edificios pueden tener secciones de diversas formas, siendo las de uso más corriente:



a) Las columnas con estribos simples se dimensionarán a compresión o a flexión compuesta según corresponda, de acuerdo a lo explicado en el Capítulo II, verificando en todos los casos la seguridad al pandeo que es función de la esbeltez de la pieza, siguiendo los lineamientos que se darán en el punto V.5. Esto es válido también para tabiques sometidos a compresión o flexión compuesta.

Deberá respetarse un recubrimiento mínimo de 1,5 cm y disponer la armadura de acuerdo al esquema de cálculo previsto.

b) Las columnas zunchadas están constituidas por una armadura longitudinal y una armadura transversal continua en forma de espiral que contribuye a la resistencia.

Según la NORMA DIN 1045 se admite la consideración del efecto de zunchado cuando se cumplen las siguientes condiciones simultáneamente:

1. $\beta_{cN} \geq 210 \text{ kg/cm}^2$
2. $\lambda \leq 50$
3. $e \leq \frac{d_K}{8}$

Donde:

λ = esbeltez de la columna

e = excentricidad de la carga

d_K = diámetros del eje de la hélice

El incremento de la carga de rotura debido al zunchado resulta:

$$\Delta N_U = \left[\gamma \cdot A_{s_w} \cdot (\beta_{s_w} - (A_b - A_k) \cdot \beta_R) \right] \cdot \left[1 - \frac{8 M}{N \cdot d_K} \right]$$

$$A_{s_w} = \frac{\pi \cdot d_K \cdot f_K}{a_w}$$

f_K = área de la sección transversal de la barra de acero que constituye la hélice o zuncho.

a_w = paso de la hélice

β_{s_w} = tensión de fluencia del acero del zuncho

A_k = área del núcleo = $\frac{\pi \cdot d_K^2}{4}$

A_b = área total de la columna

β_R = tensión de compresión de cálculo

N,M = solicitaciones de servicio

γ = coeficiente que depende de la calidad del hormigón y del valor de λ

para $\lambda \leq 10$; valor de tabla

para $20 \leq \lambda \leq \frac{1}{2}$ del valor de tabla

para $10 < \lambda < 20$: se interpola linealmente

β_{ch}	210	300	380	470
γ	1,6	1,7	1,8	1,9

A su vez debe verificarse:

$$A_{sw} \cdot \beta_{sw} \leq \delta [(2,3 \cdot A_b - 1,4 \cdot A_K) \cdot B_R + A_s \beta_s]$$

A_s = área total de la armadura longitudinal

β_s = tensión de fluencia del acero de la armadura longitudinal

δ = coeficiente que depende del hormigón

β_{ch}	210	300	380	470
δ	0,42	0,39	0,37	0,36

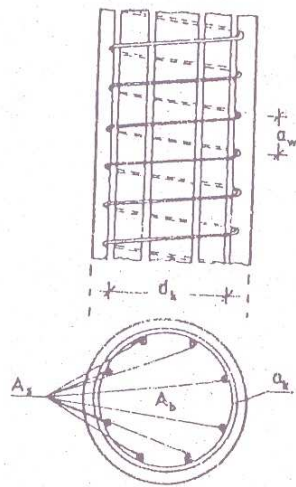


Figura V.3.

El proceso de dimensionado es el siguiente:

- elegidas la sección de la columna, la sección y paso de la hélice, se determina ΔN_u
- El esfuerzo de servicio absorbido por el efecto de zunchado resulta:

$$\Delta N = \frac{\Delta N_u}{\Gamma} \quad \gamma = 2,1$$

Luego, al esfuerzo a absorber por las barras longitudinales es:

$$N_1 = N - \Delta N$$

Luego, con N_1 y M se dimensiona la armadura longitudinal de acuerdo a lo explicado en el capítulo II.

Una vez determinada la armadura, se debe efectuar la verificación (1). De no cumplirse, debe reiniciarse el cálculo aumentando el paso de la hélice, o las dimensiones de la columna.

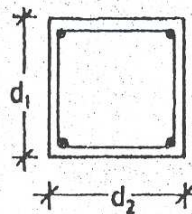
V.4 DISPOSICIONES DE ARMADO

a) Columnas con estribos simples

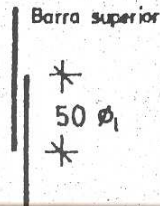
- cuantía geométrica mínima: $\mu = 0,8 \%$
- cuantía geométrica máxima: $\mu \leq 9 \%$ (incluyendo zona de empalme de barras)
- cuantía geométrica del lado traccionado o menos comprimido: $\mu \geq 0,4 \%$
- dimensión mínima de columna: $d_{\min} = 20 \text{ cm}$

Barras longitudinales

- diámetro mínimo: $\theta_1 = 12 \text{ mm}$
- separación máxima entre barras: 30 cm
admitiéndose para columnas de lados $d_1, d_2 \leq 40 \text{ cm}$, una barra por esquina.



- longitud de empalme entre barras: $50 \cdot \theta_1$



Se puede empalmar barras de 2 rangos de diámetro de diferencia, por ejemplo:

$\theta 12$ ----- $\theta 14$
----- $\theta 16$

Estribos

- diámetro mínimo: $\theta_B = 6$ para $\theta_1 \leq 20$
- diámetro mínimo: $\theta_B = 8$ para $\theta_1 > 20$

Separación máxima en altura: a_B

- estribos principales: $a_B \leq d_{\min}$
- $a_B \leq 12 \cdot \theta_1$
- estribos secundarios: $2 \cdot a_B$

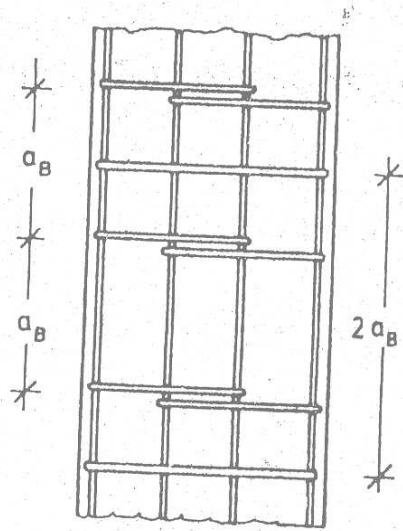
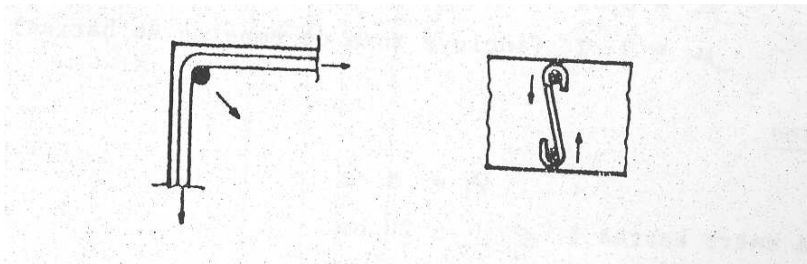


Figura V 4.

ta

Separación en planta

Cuando d_1 ó $d_2 \geq 30$ cm, deben crearse nuevas barras de " esquina " mediante estribos principales o ganchos principales. Se denominan barras de esquinas a aquéllas que están aseguradas al pandeo mediante ramas de estribos a 90° entre sí, o ganchos cuya separación sea la correspondiente a los estribos principales.



Aquellas barras longitudinales que se encuentran a una distancia $\geq 15 \theta_B$ de una barra de esquina, deben anclarse con ganchos secundarios (ver Figura V-5).

b) Columnas zunchadas

- espesor mínimo: $d_K = 20$ cm

- armadura longitudinal mínima: $A_s \geq 0,02 \cdot A_K$

- armadura longitudinal máxima: $A_s \leq 0,09 \cdot A_K$ (incluye zonas de empalme de barras longitudinales)

Como mínimo deben distribuirse 6 barras en forma uniforme en todo el perímetro de la columna.

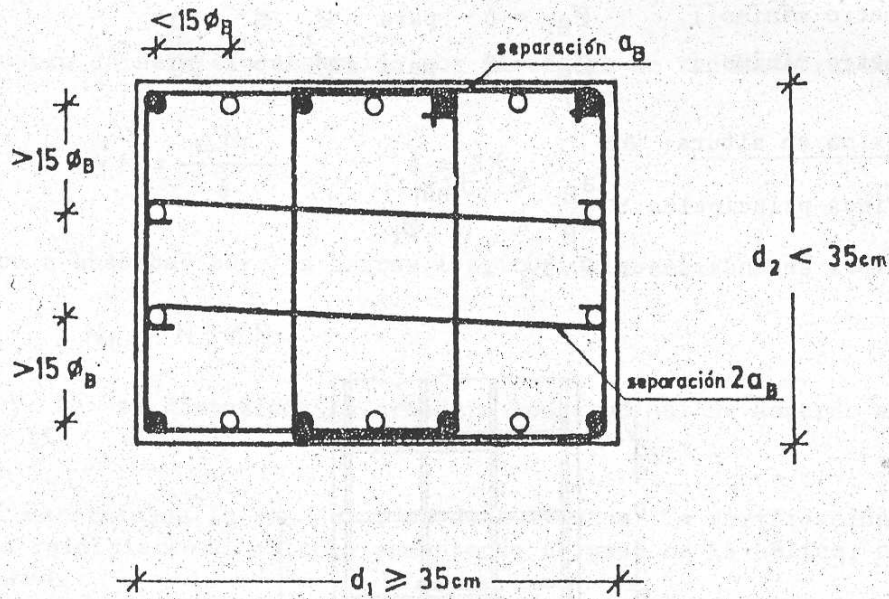


Figura V.5.

- peso máximo de la armadura transversal:

$$a_w \leq 8 \text{ cm} ; \quad a_w \leq \frac{d_K}{5}$$

debiéndose adoptar el menor de estos valores.

- diámetro mínimo de la hélice: $\theta_K = 6 \text{ mm}$

c) Tabiques

- espesor mínimo: $e = 10 \text{ cm}$
- cuantía mínima: $\mu = 0,5\%$
- cuantía máxima: $\mu = 9\%$ (incluye zona de empalme de barras)

Barras longitudinales

- diámetro mínimo: $\theta_l = 8 \text{ cm}$
- separación máxima entre barras: 20 cm
- largo de empalme: $50 \cdot \theta_l$

Barras transversales

$$A_s \text{ transv.} \geq \frac{1}{5} \cdot A_s \text{ long}$$

y como mínimo $\theta 6 \text{ c}/25$ por lado.

Las barras externas de un lado deben unirse con las del otro lado, en por lo menos 4 puntos por metro cuadrado, mediante ganchos en forma de s. Vale decir, se deberán ubicar como mínimo ganchos cada 50 cm de alto y en ancho del tabique.

Si $\mu \geq 2\%$ se deberá efectuar un estribado siguiendo los lineamientos dados para columnas con estribos simples.

V.5 VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD AL PANDEO

En piezas comprimidas o fleco comprimidas, columnas, puntales, por ejemplo, es necesario verificar la seguridad al pandeo de las mismas, este efecto de 2do orden es mayor cuando la pieza es más esbelta,, o sea, cuando mayor es su esbeltez λ siendo:

$$\lambda = \frac{S_K}{i_{\min}} \quad S_K = \text{largo de pandeo} \\ i_{\min} = \text{radio de giro mínimo de la sección}$$

A los efectos de analizar el fenómeno de pandeo, se trabaja con una pieza ideal articulada en ambos extremos, cuyo largo total es el largo de pandeo de la pieza real.

A su vez, se debe tener en cuenta la posibilidad de desplazamiento de los extremos de la pieza. Puede considerarse que un sistema es indesplazable si existen tabiques o cajas de escaleras que rigidicen la estructura, debiendo cumplir las siguientes condiciones:

$$h \cdot \sqrt{N/EJ} \leq 0,6 \text{ para } n > 4 \\ \leq 0,2 + 0,1 \cdot n \text{ para } 4 \geq n \geq 1$$

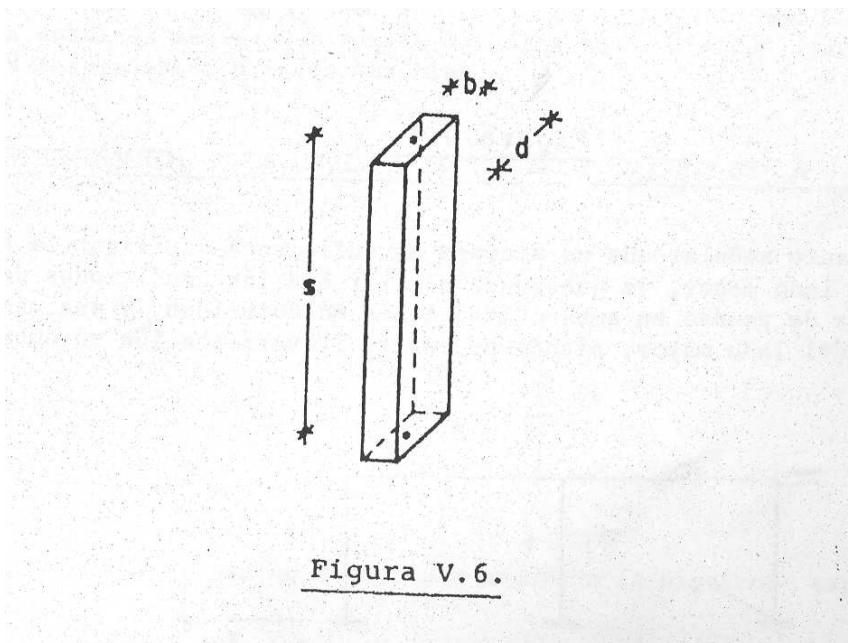
donde:

h = altura del edificio en metros sobre el borde superior de la base.

N = carga total del edificio (G+P)

EJ = suma de las rigideces a flexión de los tabiques y cajas de escalera consideradas como elementos rigidizantes.

N = número de pisos.



Supongamos la columna de la Figura V-6 con las siguientes características:

- sección $b \times d$
- articulado en ambos extremos.
- Ambos extremos indesplazables.

Calculamos ahora el largo de pandeo, que en este caso resulta:

$$S_K = s$$

al radio de giro mínimo será:

$$i_{\min} = \sqrt{J_b/A_b} = \sqrt{d b^3 / 12 \cdot b \cdot d} = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

Luego, la esbeltez resulta :

$$S_K$$

$$\lambda_b = \sqrt{12} \cdot \frac{S_K}{b}$$

Si calculamos ahora el i_{\max}

$$i_{\max} = \sqrt{J_d/A_b} = \sqrt{b \cdot d^{0,2}/12 \cdot b \cdot d} = \frac{d}{\sqrt{12}}$$

En consecuencia,

$$\lambda_b = \sqrt{12} \cdot \frac{S_K}{d}$$

Siendo $b < d$ resulta $\lambda_b > \lambda_d$, el efecto de pandeo en la dirección del lado menor es el más peligroso y, en consecuencia, es suficiente efectuar la verificación en dicha dirección.

Si la columna del ejemplo no estuviera articulada en ambos extremos, el largo de pandeo no coincide con el largo real, sino que puede ser mayor o menor, por ejemplo:

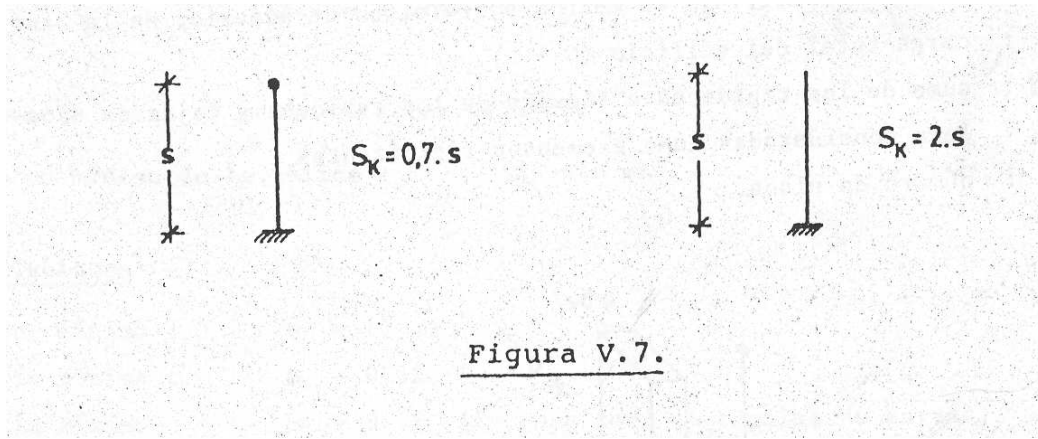


Figura V.7.

Es importante señalar que no siempre es suficiente verificar la seguridad al pandeo respecto del lado menor, ya que puede ocurrir que las condiciones de los extremos y los largos de pandeo en ambas direcciones no coinciden, y sea más peligroso el pandeo respecto del lado mayor, siendo necesaria la verificación en ambas direcciones, por ejemplo:

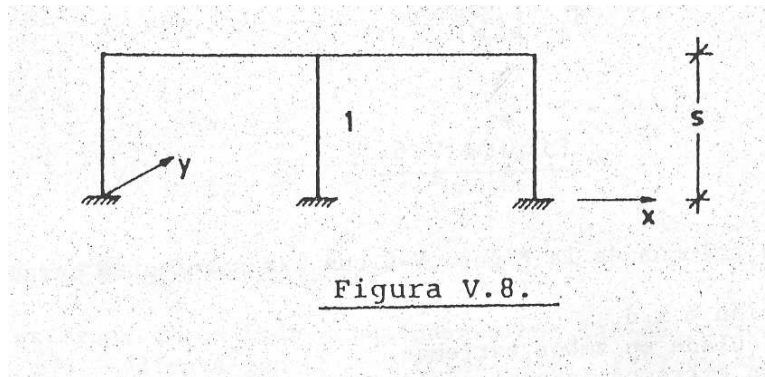
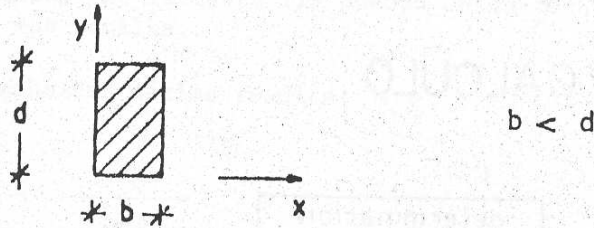


Figura V.8.

La columna (1), cuya sección es $b \times d$



posee las siguientes características:
dirección x

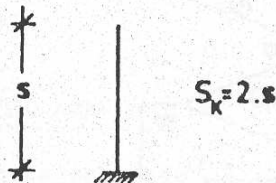
sistema desplazable

(se supone empotrado en el borde superior)



dirección y

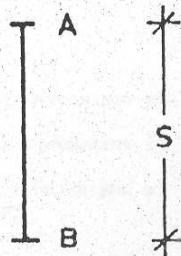
sistema desplazable



La verificación de la seguridad al pandeo según la NORMA DIN 1045, está esquematizada en el diagrama de cálculo de la figura V-9, que nos permite verificar y dimensionar con las excentricidades adicionales debidas al efecto de pandeo.

La esbeltez máxima que admite la norma es $\lambda = 200$, para cualquiera de los dos sistemas desplazables o indesplazables.

V.5.1 DETERMINACIÓN DEL LARGO DE PANDEO Y CÁLCULO DE λ



La longitud de pandeo se calcula mediante la siguiente expresión;

$$S_K = \beta \cdot s$$

donde:

s = largo real de la pieza

β = coeficiente que depende de las condiciones de borde de la pieza

DIAGRAMA DE CÁLCULO

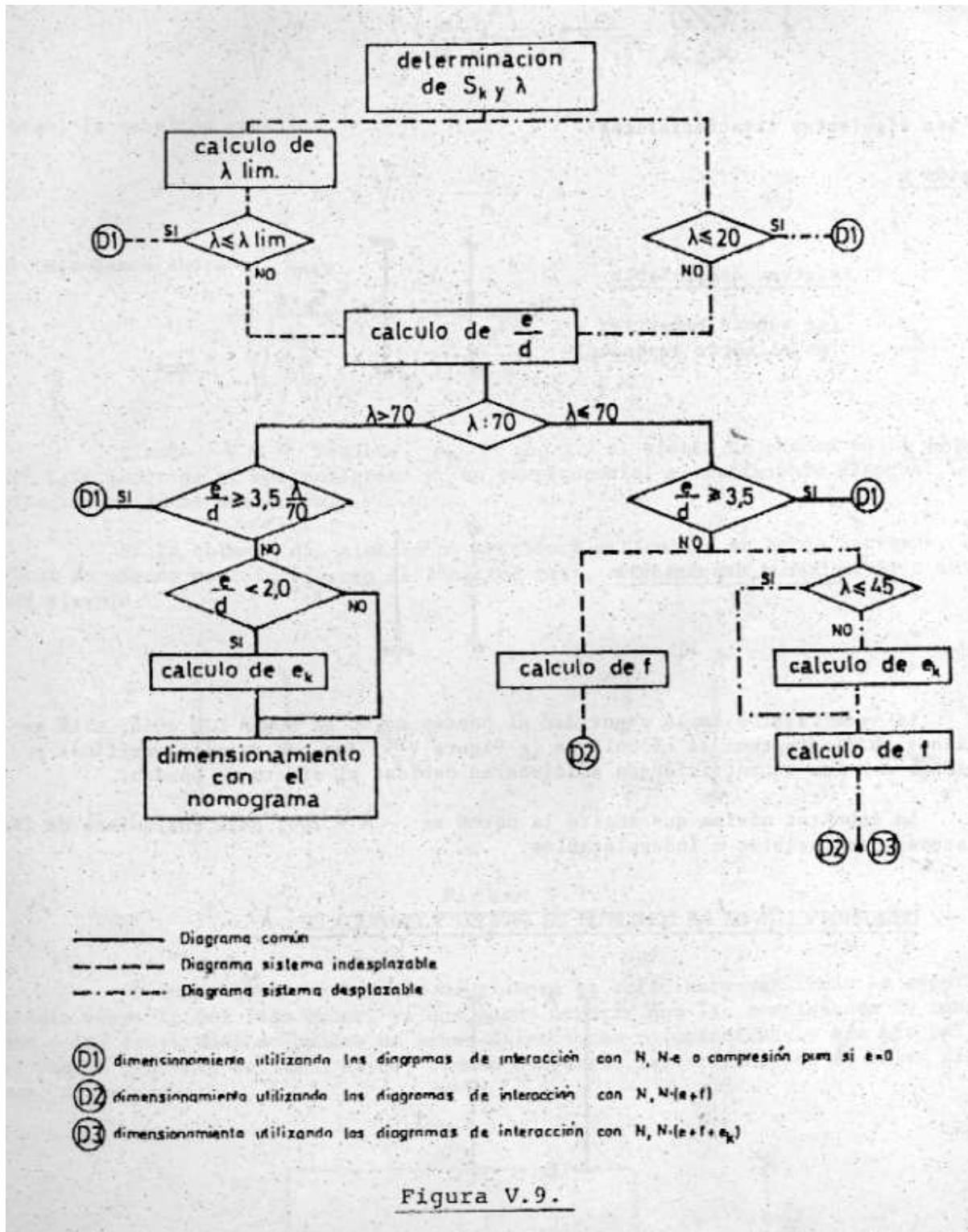


Figura V.9.

Determinando A y B a ambos extremos de la barra, se obtiene un coeficiente k para cada borde.

$$\sum \frac{E J_S}{S_S} \quad (\text{suma de rigideces de columnas que concurren al nudo A ó B})$$

$$k_{A,B} = \frac{\sum \frac{E J_R}{S_R}}{\sum \frac{E J_R}{S_R}} \quad (\text{suma de rigideces de vigas que concurren al nudo A ó B})$$

Con k_A y k_B del nomograma A20 obtenemos β , de acuerdo con el tipo de sistema, desplazable o indesplazable. De la tabla T19 pueden obtenerse valores de β para los casos de vinculación más usuales.

Luego, la esbeltez máxima resulta:

$$\lambda = \frac{S_K}{i_{\min}}$$

i_{\min} = radio de giro mínimo de la sección.

Para sección rectangular resulta:

$$\lambda = 3,47 \cdot \frac{S_K}{d}$$

d = diámetro de la sección respecto de la cual se verifica el pandeo.

Para sección circular:

$$\lambda = 2 \cdot \frac{S_K}{r}$$

r = radio de la sección circular

V.5.2 DETERMINACIÓN DE λ_{\min} (SISTEMAS INDESPLAZABLES)

La expresión que da el valor límite de la esbeltez λ es:

$$\lambda_{\min} = 45 - 25 \frac{M_1}{M_2}$$

Siendo M_1 y M_2 los momentos flexores en los bordes de la columna, con $|M_2| \geq |M_1|$

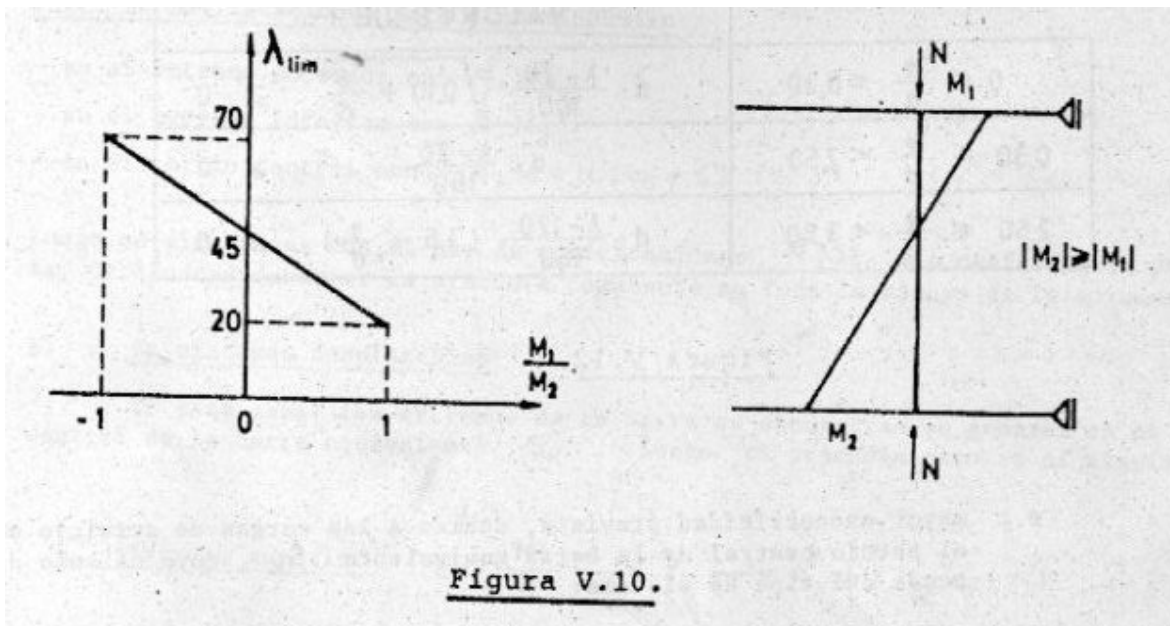


Figura V.10.

Si $M_1 = M_2 = 0$	$\lambda_{\min} = 20$
Si $M_1 = M_2$	$\lambda_{\min} = 20$
Si $M_1 = 0$	$\lambda_{\min} = 45$
Si $M_1 = -M_2$	$\lambda_{\min} = 70$

V.5.3 VERIFICACIÓN DE ELEMENTOS CON ESBELTEZ MODERADA, CÁLCULO DE COEFICIENTES f

En caso de elementos comprimidos de esbeltez
 $\lambda \leq 70$ (ver diagrama de cálculo)

la verificación a pandeo se reemplaza mediante un dimensionamiento a flexión compuesta en el tercio central de la barra equivalente, considerando una excentricidad adicional f que incluye la excentricidad no prevista:

$$e_u = \frac{S_K}{300}$$

El valor de f se puede determinar mediante el gráfico de la Figura V-11, o aplicando las fórmulas de la Figura V-12.

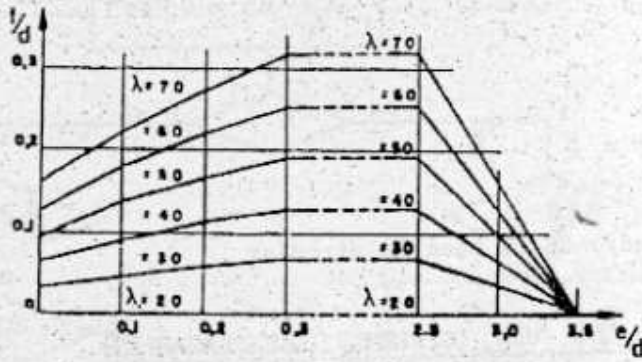


Figura V.11.

VALORES DE f	
$0 \leq \frac{e}{d} < 0,30$	$d \cdot \frac{\lambda - 20}{100} \sqrt{0,10 + \frac{e}{d}} \geq 0$
$0,30 \leq \frac{e}{d} < 2,50$	$d \cdot \frac{\lambda - 20}{160} \geq 0$
$2,50 \leq \frac{e}{d} < 3,50$	$d \cdot \frac{\lambda - 120}{160} (3,5 - \frac{e}{d}) \geq 0$

Figura V.12.

Donde:

E = mayor excentricidad prevista, debido a las cargas de servicio en el tercio central de la barra equivalente S_K , cuyo cálculo depende del tipo de sistema:

a) En sistemas indeseplazables

El valor de e, suponiendo una distribución lineal de momentos entre los extremos de la barra, se puede determinar en el tercio central de la barra del siguiente nodo:

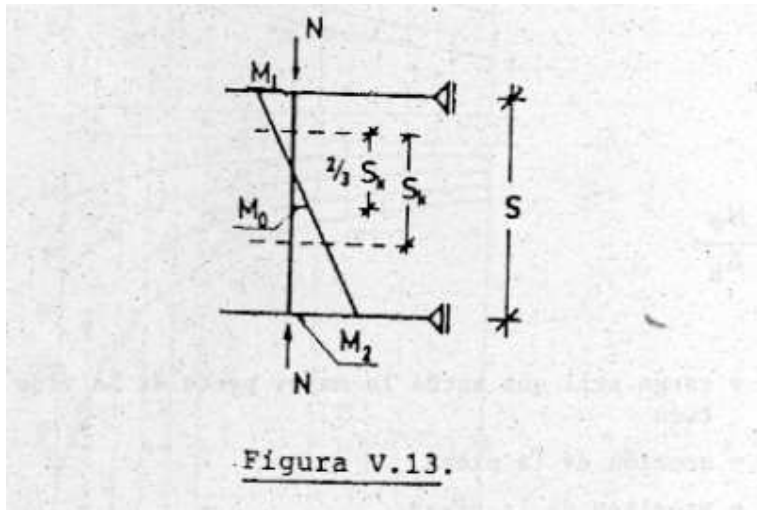
- ambos extremos se encuentran elásticamente empotrados:

$$e = e_0 = \frac{(0,65 \cdot M_2 + 0,35 \cdot M_1)}{N}$$

- Un extremo articulado y el otro elásticamente empotrado:

$$e = e_0 = \frac{0,60 \cdot M_2}{N}$$

Con e_0 se determina el valor de f que es constante a lo largo del largo S_K



$$M_0 = N \cdot e_0$$

$$|M_2| \geq |M_1|$$

Pares de solicitaciones para dimensionamiento:

- en el extremo superior con N, M_1
- en el extremo inferior con N, M_2
- en el extremo central con $N, M = N(e_0 + f)$

Luego se dimensiona con el par de solicitaciones N, M más desfavorable para la pieza, debiéndose mantener la armadura constante en toda la altura de la columna.

c) En sistemas desplazables

En estos casos, los extremos de la barra se encuentran en general en el tercio central de la barra equivalente S_K , luego el procedimiento es el siguiente:

$$\text{extremo superior } e_1 = \frac{M_1}{N} \rightarrow f_1 \rightarrow N, M = N(e_1 + f_1)$$

$$\text{extremo inferior } e_2 = \frac{M_2}{N} \rightarrow f_2 \rightarrow N, M = N(e_2 + f_2)$$

Luego se dimensiona con el par de solicitaciones N, M más desfavorables para la pieza, debiéndose mantener la armadura constante en toda la altura de la columna.

Es importante aclarar que debe adoptarse $|M_2| \geq |M_1|$ siendo $M_1 \neq M_2$ el momento en el extremo superior e inferior indistintamente, en las fórmulas citadas se ha adoptado M_1 en el borde superior y M_2 en el inferior, solamente a modo de ejemplo.

V.5.4 CÁLCULO DE LA DEFORMACIÓN POR FLUENCIA LENTA e_K

El valor de e_K se determina del gráfico Figura V-14 del siguiente modo.

Se calculan:

a) $\sigma_\varphi \cdot \lambda^2 / E_b$

donde $\sigma_\varphi = N_\varphi / A_b$

N_φ = carga axial que actúa la mayor parte de la vida útil de la estructura

A_b = sección de la pieza

λ = esbeltez de la pieza

E_b = módulo de elasticidad del hormigón

- b) φ es el factor de fluencia que se adoptará entre 2 a 3;
- c) se estima la cuantía total de la pieza μ_0

Con estos valores se entra en el gráfico Figura V – 14 y se determina

$$e_K / e_\varphi + e_\mu$$

donde:

e_φ es la excentricidad de la carga que actúa la mayor parte de la vida útil de la pieza, en el tercio central de la barra equivalente.

e_μ excentricidad constructiva o inevitable = $S_K / 300$

siendo e_φ y e_μ parámetros conocidos, se puede determinar e_K

En forma analítica resulta:

$$e_K = (e_\varphi + e_\mu) \{2,72^K - 1\}$$

$$K = \frac{0,8 \varphi}{v - 1}$$

$$v = \frac{\pi^2 \cdot (0,6 + 20 \cdot \mu_0) E_b \cdot J_b}{S_K^2 N_\varphi}$$

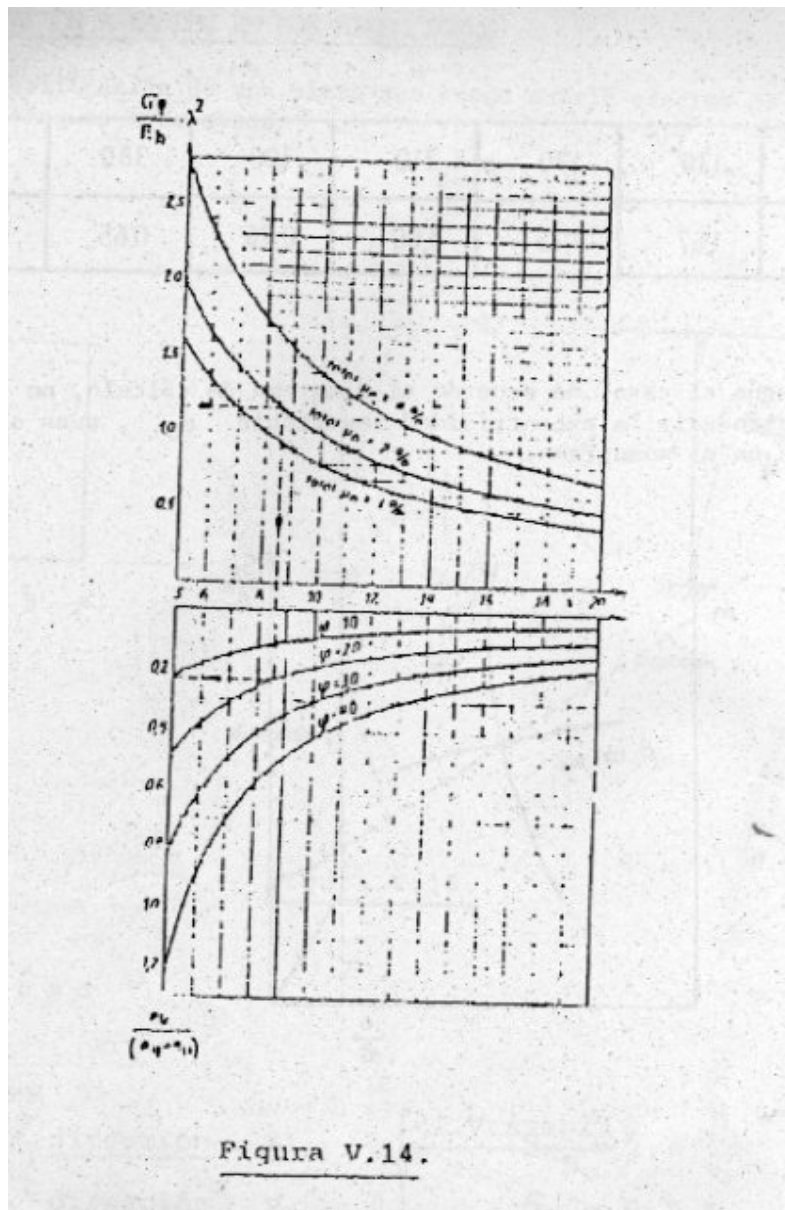


Figura V.14.

V.5.5 DIMENSIONAMIENTO CON LOS NOMOGRAMAS

De acuerdo con el diagrama de cálculo, cuando $\lambda > 70$ y $e/d < 3,5 \lambda / 70$, se debe dimensionar la pieza utilizando los nomogramas A21, A22, A23 ó A24, según el tipo de sección transversal y el recubrimiento; para ello deben determinarse

$$S_K / d ; e/d ; n = \beta \frac{N}{\Delta_h} \text{ (t/m}^2\text{)} ; \quad m = \beta \frac{N \cdot e}{\Delta_h \cdot d} \text{ (t/m}^2\text{)}$$

Donde:

Δ_h : sección transversal de la pieza

$$\beta = \frac{\beta_R^{210}}{\beta_R^4}$$

β_R^{210} : tensión de compresión de cálculo correspondiente al hormigón de $\beta_{cN} = 210 \text{ kg/cm}^2$

β_R^4 : tensión de compresión de cálculo correspondiente al hormigón que se utiliza.

β_{cN}	110	130	170	210	300	380	470
β	2,50	1,67	1,25	1,00	0,76	0,65	0,58

$e = e_0$ según el caso, de acuerdo con el diagrama de cálculo, no debiéndose introducir la excentricidad inevitable e_u , pues está incluida en el nomograma

$$e = e_0 + e_K$$

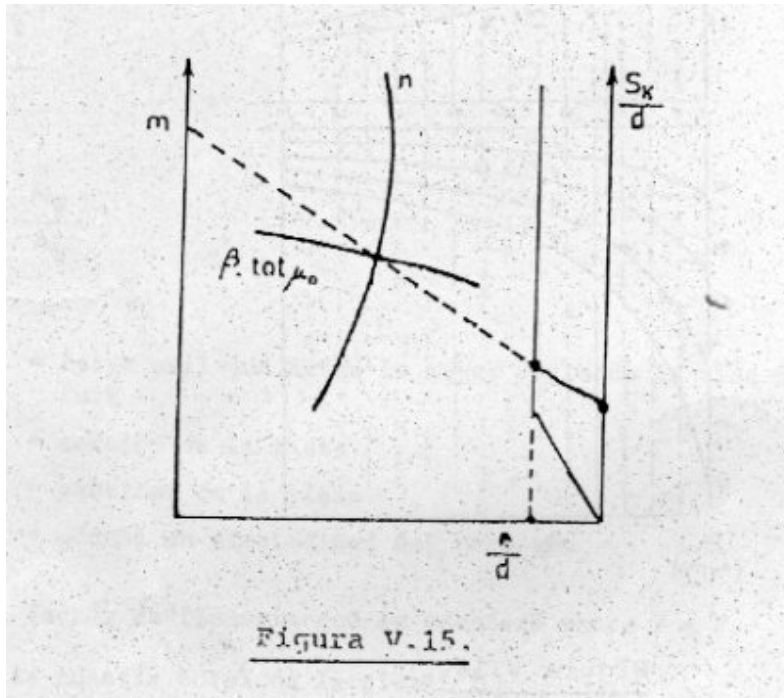


Figura V.15.

Siguiendo el esquema de la Figura V-15 se determina en el nomograma correspondiente el valor $\beta \text{ tot } \mu_0$

La cuantía total resulta:

$$\text{tot } \mu_0 = \frac{\beta \cdot \text{tot } \mu_0}{\beta}$$

La armadura total

$$A_s = \text{tot } \mu_0 \cdot A_b$$

Para una sección de diámetro d , se obtiene:

$$A_b = \frac{\Pi \cdot d^2}{4} \quad n = \beta \frac{N}{A_b}$$

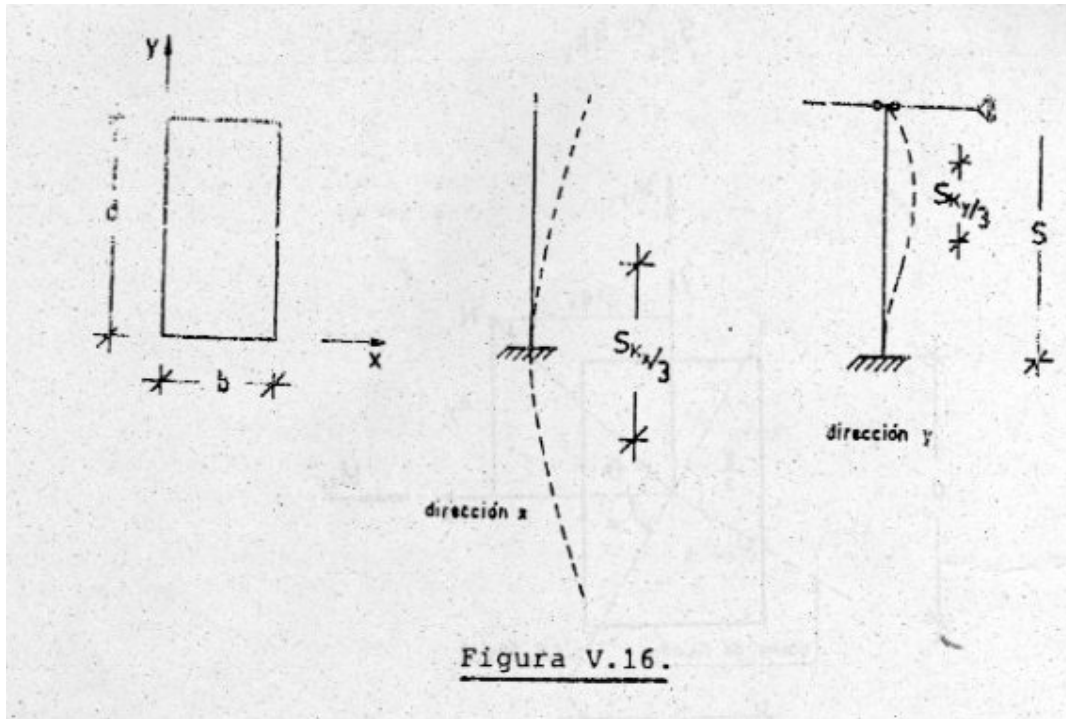
$$m = \beta \frac{M}{A_b \cdot d} \quad e/d \quad S_K/d$$

$$\text{tot } \mu_0 = \frac{\beta \text{ tot } \mu_0}{\beta}$$

$$A_s = \text{tot } \mu_0 \cdot A_b$$

V.5.6 VERIFICACIÓN A PANDEO EN DOS SECCIONES

En la verificación de una pieza que puede sufrir efectos de pandeo en dos direcciones, se distinguen tres casos:



Columna de sección b x d
Configuración

<u>dirección</u>	x		$S_{K_x} = 2 \cdot s$
<u>dirección</u>	y		$S_{K_y} = 0,7 \cdot s$

Cuando los tercios centrales de las configuraciones de pandeo en ambos sentidos x,y no se superponen (Figura V-16), se puede verificar la seguridad a pandeo a cada dirección en forma independiente, de acuerdo con lo explicado anteriormente, o sea se calculan las excentricidades adicionales en las direcciones x,y separadamente y se dimensionan con N, M_x, M_y incrementados.

2ª caso

En secciones rectangulares, si las configuraciones de pandeo se superponen y resultan:

$$\frac{e_x}{b} : \frac{e_y}{d} \leq 0,2$$

con

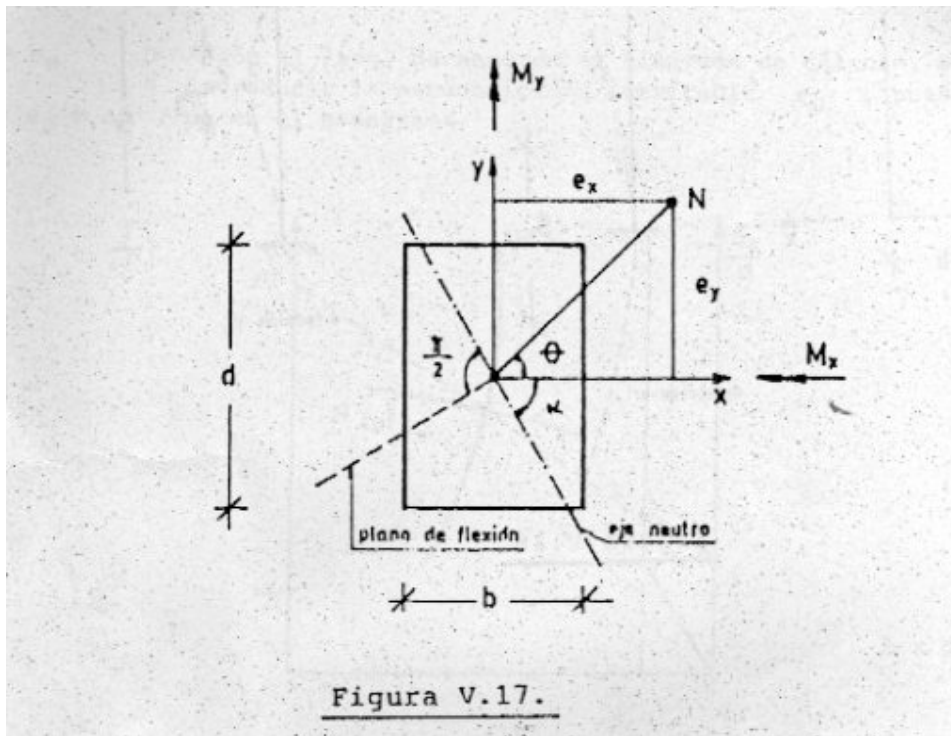
$$\frac{e_x}{b} \leq \frac{e_y}{d}$$

Se puede verificar la seguridad al pandeo, también en forma independiente, según lo expresado para el caso 1.

3º caso

Si se cumplen las condiciones anteriores debe efectuarse la verificación de seguridad al pandeo en flexión oblicua. La NORMA DIN 1045 establece un método aproximado cuando

$$S_{K_x} \sim S_{K_y}$$



El procedimiento de cálculo es el siguiente:

Se determinan

$$e_x = \frac{M_y}{N} \quad ; \quad e_y = \frac{M_x}{N}$$

$$e = \sqrt{e_x^2 + e_y^2} \quad ; \quad \text{tg} \theta = \frac{M_x}{M_y}$$

Se calcula una excentricidad equivalente e_r

$$e_r = (\cos \theta + b/d \cdot \text{sen} \theta) \cdot e$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{M_y}{M_x} \left(\frac{d}{b} \right)^2$$

Se calcula entonces un largo equivalente:

$$S_{Kr} = \frac{S_K}{\sqrt{\text{sen}^2 \alpha + d^2/b^2 \cdot \text{cos}^2 \alpha}}$$

Luego, entrando en los nomogramas A21 ó A22 con:

$$N \quad ; \quad M = N \cdot e_r \quad ; \quad e_r/b \quad ; \quad S_{Kr}/b$$

Se obtiene la armadura de acuerdo con lo explicado en el punto V.5.5.

CAPÍTULO VI FUNDACIONES

VI.1 INTRODUCCIÓN

Las fundaciones constituyen la parte de la estructura encargada de transferir las cargas al terreno. En términos generales, se distinguen dos clases de fundaciones: directas e indirectas; a la primera pertenecen las zapatas aisladas centradas o excéntricas, las bases o zapatas combinadas, las zapatas con vigas cantilever, las plateas y otras; dentro de las indirectas están comprendidas las fundaciones sobre pilotes, pilotines, cilindros de fundación, etc.

Para el dimensionamiento de las fundaciones es preciso conocer además de las cargas máximas actuantes, la capacidad portante del terreno, vale decir, la presión admisible sobre el mismo.

Está última se determina mediante ensayos y procedimientos propios de la mecánica de suelos, debiendo cumplirse las dos condiciones siguientes:

- a) seguridad suficiente, respecto a rotura, del suelo;
- b) asentamiento s diferenciales entre las distintas partes de la estructura, que no excedan de ciertos límites compatibles con los esfuerzos admisibles en la misma.

VI.2 ZAPATAS AISLADAS

Cuando las columnas están suficientemente distanciadas entre sí, cada una de ellas se apoya sobre una base o zapata aislada que ordinariamente tiene planta cuadrada o rectangular y forma tronco – piramidal.

El área de la base se fija de acuerdo con la capacidad portante del terreno, de tal forma que la presión sobre el mismo no sobrepase el valor admisible.

La cara superior o plataforma de la zapata debe tener dimensiones algo mayores que la sección de la columna, a fin de proporcionar conveniente apoyo al encofrado de la misma, que se levantará sobre la base previamente hormigonada.

Para que las presiones sobre el terreno se repartan de un modo aproximadamente uniforme, es necesario que el eje de la columna coincida con el centro de gravedad de la base (superficie de apoyo). Según que esa condición se cumpla o no, se distinguen tres tipos de zapatas aisladas: centradas, excéntricas (base para columna medianera) y doblemente excéntricas (base para columna de esquina).

VI.2.1 DISTRIBUCIÓN DE TENSIONES EN EL TERRENO

La distribución de las tensiones en el terreno por debajo de la zapata es función del tipo de suelo y de la rigidez de la base.

Es fácil observar que el volumen de tensiones no puede ser uniforme ya que en los bordes de la zapata la tensión debe anularse. En la Figura VI-1 se observa la distribución de tensiones para diferentes tipos de base y de suelos.

I – Zapata rígida, suelo cohesivo

II – Zapata rígida, suelo no cohesivo

III – Zapata flexible, suelo cohesivo

IV – Zapata flexible, suelo no cohesivo

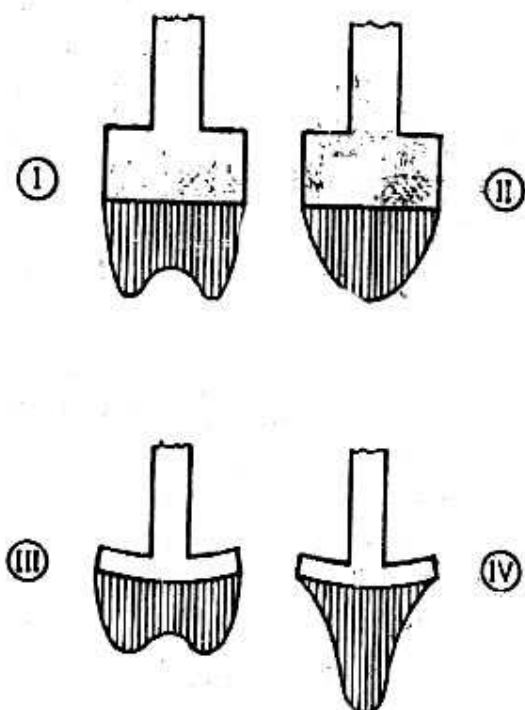


Figura VI.1.

A los efectos del cálculo se puede admitir para las tensiones en el terreno, una distribución uniforme o con variación lineal, en caso de excentricidad de carga, si la base es suficientemente rígida. Esta condición se satisface si se cumplen las siguientes relaciones:

$$d_0 \geq \frac{a_1 - c_1}{4}$$
$$d_0 \geq \frac{a_2 - c_2}{4}$$

Siendo $a_1 = a_2$ las dimensiones de la superficie de apoyo de la base
 $c_1 = c_2$ las dimensiones de la columna
 d_0 la altura de la base

VI.2.2 ZAPATA CENTRADA

El valor de t depende del nivel de fundación que se adopta, de acuerdo con lo recomendado por el estudio de suelos.

La zapata centrada se adopta normalmente en el caso de columnas interiores, pudiendo estar sometida a los siguientes esfuerzos:

N

$N + M_1$ ó $N + M_2$

$N + M_1 + M_2$

En algunos casos es necesario verificar la zapata ante la acción de cargas horizontales.

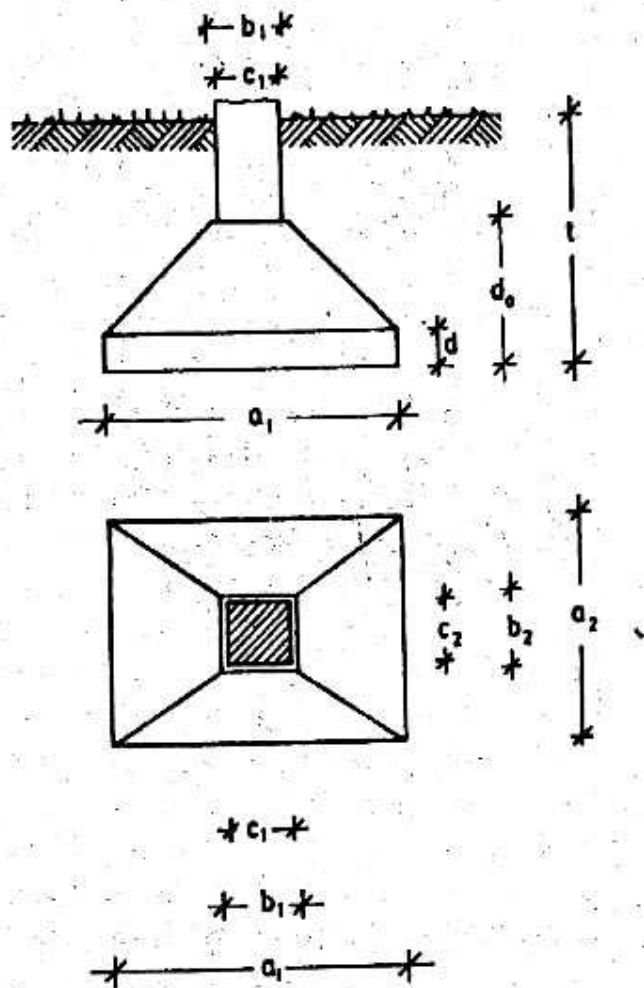


Figura VI.2.

VI.2.2.1 ACCIÓN EN LA BASE: N

En este caso, la planta de la base a_1 y a_2 , puede adoptarse cuadrada ya que las tensiones producidas por N son uniformes. Si por falta de espacio u otras razones constructivas resulta inconveniente la planta cuadrada, puede proyectarse rectangular o poligonal.

El proceso de cálculo es el siguiente:

a) Verificación de la tensión en el terreno

El área de la superficie de apoyo $F = a_1 \times a_2$ se determina con la carga total actuante:

$$P = N + N_g + N_t$$

- N: esfuerzo máximo transmitido por la columna (t)
- N_g : peso de la base, se estima en un 10% del esfuerzo N (t)
- N_t : peso de la tierra ubicada por encima de la base (t)

Luego, el área de la planta de la base resulta:

$$F = \frac{P}{\sigma_{tadm}} = a_1 \times a_2 \text{ (m}^2\text{)}$$

donde σ_{tadm} (t/m²) es la tensión admisible del terreno, dato que se obtiene del estudio de suelos; determinado F se pueden obtener a_1 y a_2 .

Si la base es de gran tamaño, conviene verificar el valor de N_g , pero la base de la Figura VI-2, resulta:

$$N_g = \left\{ (a_1 \times a_2 \times d) + \frac{d_0 - d}{3} [(a_1 \times a_2) + (b_1 \times b_2) + \sqrt{a_1 \times a_2 \times b_1 \times b_2}] \right\} \cdot \gamma_H \quad (t)$$

γ_H = peso específico del hormigón

Puede efectuarse el proceso inverso, determinar previamente el tamaño de la base a_1 , a_2 y verificar la tensión en el terreno.

$$\sigma_t = \frac{P}{a_1 \times a_2} \leq \sigma_{tadm}$$

b) Determinación de los esfuerzos en la zapata. Dimensionamiento

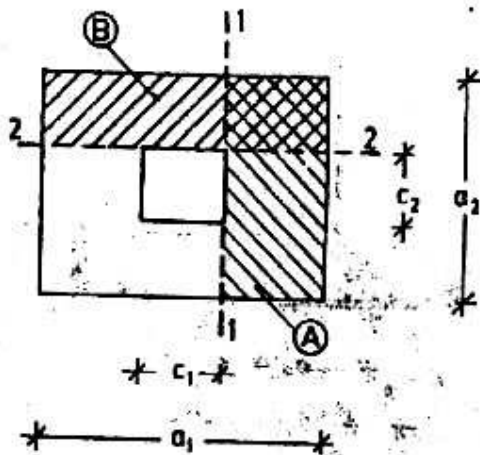


Figura VI.3.

El cálculo de solicitaciones se efectúa tomando momentos respecto de los ejes 1-1 y 2-2 pasantes por los filos de la columna, de los bloques de tensiones actuantes sobre las superficies A y B de la Figura VI-3, producidas por la carga transmitida por la columna; vale decir que para el dimensionamiento de la base no se debe tener en cuenta su peso propio ni el peso de tierra.

$$M_1 = \frac{N}{a_1} \frac{(a_1 - c_1)^2}{8} \quad (\text{tm}) \text{ momento respecto 1 -1}$$

$$M_2 = \frac{N}{a_2} \frac{(a_2 - c_2)^2}{8} \quad (\text{tm}) \text{ momento respecto de 2-2}$$

Dimensionamiento

$$A^1_S \quad K_h = \frac{h_1}{\sqrt{M_1/b_2}} \quad ; \quad k_s \quad ; \quad A^1_S = k_s \frac{M_1}{h_1}$$

$$A^2_S \quad K_h = \frac{h_2}{\sqrt{M_2/b_1}} \quad ; \quad k_s \quad ; \quad A^2_S = \frac{M_2}{h_2}$$

Donde $h = d_0 - r$

$r =$ recubrimiento ~ 5 a 7 cm

$A_s^1 =$ armadura en la dirección 1

$A_s^2 =$ armadura en la dirección 2

Si $M_1 > M_2$ debe ser $h_1 > h_2$ o sea:

$$h_1 = d_0 - r$$

$$h_2 = h_1 - \theta_1$$

$\theta_1 =$ diámetro de la armadura en la dirección 1.

c) Verificación al punzonado

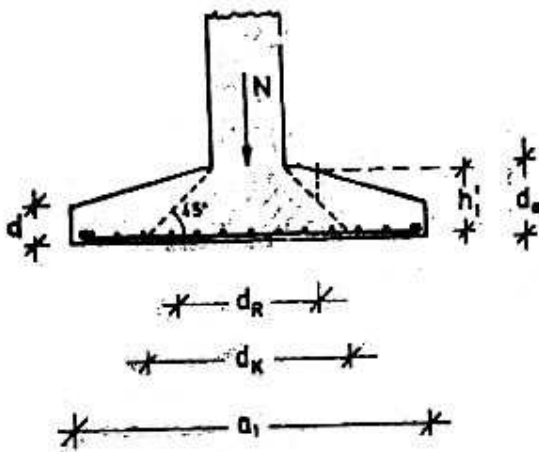


Figura VI.4.

El valor de la tensión de punzado resulta:

$$\tau_R = \frac{Q_R}{u h_m}$$

donde Q_R es el esfuerzo de corte, que se calcula a partir de la carga N que transmite la columna, pero reducida ya que se supone una expansión de la carga a 45° hasta la última capa de armadura. La expresión de Q_R resulta:

$$Q_R = N - p \frac{\pi \cdot d_K^2}{4}$$

Siendo h_1 y h_2 las alturas útiles en cada dirección, se obtienen:

$$h'_m = \frac{h'_1 + h'_2}{2} ; h'_1 = \left(\frac{a_1 - d_R}{a_1 - c_1} \right) (h_1 - d) + d ; h'_2 = \left(\frac{a_2 - d_R}{a_2 - c_2} \right) (h_2 - d) + d$$

$$h_m = \frac{h_1 + h_2}{2} ; u = \pi \cdot D_R ; d_R = c + h_m ; d_K = c + 2h_m$$

Valores de c:

Sección circular: $c = \theta_{col}$

Sección rectangular o cuadrada : $c = 1,13 \sqrt{c_1 \cdot c_2}$

Para el cálculo, el lado mayor de la columna no puede adoptarse mayor que 1,5 veces el lado menor:
 N

$$p = \text{tensión en el terreno supuesta uniforme} = \frac{\dots}{a_1 \cdot a_2}$$

Una vez determinado el valor de τ_R puede ocurrir:

$$1) \tau_R \leq \gamma_1 \cdot \tau_{011} \left(\frac{0,2}{d_d(m)} + 0,33 \right)$$

no es necesario colocar armadura de corte.

Siendo:

τ_{011} = tensión de corte de losas, ver tabla T57

$$\gamma_1 = 1,6 \cdot \alpha_e \cdot \sqrt{\mu_K} (\%)$$

donde:

α_e	1,0 para acero	$\beta_s = 2,2 \text{ t/cm}^2$
	1,3 para acero	$\beta_s = 4,2 \text{ t/cm}^2$
	1,4 para acero	$\beta_s = 5,0 \text{ t/cm}^2$

$$\mu_K = \frac{A_{sK}}{h'_m(\text{cm}) \cdot d_K(\text{cm})} ; \quad A_{sK} = \frac{A_{sK1}^2 + A_{sK2}^2}{2}$$

A_{sK} : promedio de las armaduras en las direcciones 1 y 2 que pasan por la zona de d_K (cm^2)

Además, debe cumplirse que:

$$0,5 \leq \left(\frac{0,2}{d_0} + 0,33 \right) \leq 1$$

De no verificar, deben adoptarse los valores extremos.

$$2) \gamma_1 \cdot \tau_{011} \left(\frac{0,2}{d_0} + 0,33 \right) < \tau_R \leq \gamma_2 \cdot \tau_{02}$$

donde:

τ_{02} : tensión de corte, ver tabla T57.

$$\gamma_2 = 0,60 \cdot \alpha_2 \cdot \sqrt{\mu_K} (\%)$$

En este caso es necesario colocar armadura de corte, adoptándose como esfuerzo de dimensionamiento 0,75. Q_R , aproximadamente resulta:

$$A_s = \frac{0,75 \cdot Q_R}{\beta_s/1,75} = 1,31 \cdot \frac{Q_R}{\beta_s}$$

$$4) \tau_R > \gamma_2 \cdot \tau_{02}$$

En este caso es necesario redimensionar la base, aumentando la altura.

Desde el punto de vista económico es preferible elegir d_0 de modo que se cumpla la primera condición, para que no sea necesario colocar armadura de corte.

VI.2.2.2 ACCIÓN EN LA BASE: N,M

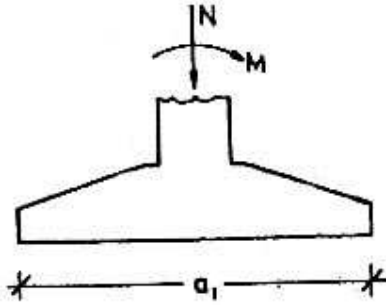


Figura VI.5.

Supongamos la base de la Figura VI-5 sometida a los esfuerzos N y M.

Llamando M
 $e = \frac{M}{N}$ se distinguen 2 casos:

I) $e \leq \frac{a_1}{6}$ II) $e > \frac{a_1}{6}$

I) $e \leq \frac{a_1}{6}$

a) Verificación de la tensión en el terreno

La distribución de tensiones en el terreno resulta trapezoidal, ya que N cae dentro del núcleo central de la base y el suelo está comprimido en todos sus puntos. Luego, eligiendo a_1 y a_2 se verifica la tensión en el terreno:

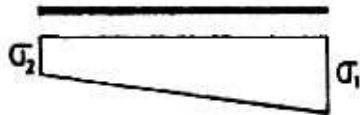


Figura VI.6.

Siendo $P = N + N_g + N_t$ resulta

$$\sigma_1 = \frac{P}{F} + \frac{M_1}{W_1} = \frac{P}{a_1 \cdot a_2} + 6 \frac{P e}{a_1^2 \cdot a_2} = \frac{P}{a_1 \cdot a_2} \left(1 + \frac{6e}{a_1}\right)$$

$$\sigma_2 = \frac{P}{F} - \frac{M_1}{W_1} = \frac{P}{a_1 \cdot a_2} - \frac{6 P e}{a_1^2 \cdot a_2} = \frac{P}{a_1 \cdot a_2} \left(1 - \frac{6e}{a_1}\right)$$

Siendo $\sigma_1 > \sigma_2$ se debe verificar que:

$$\sigma_1 \leq \sigma_{t adm}$$

De no verificar, es necesario redimensionar la base.

b) Determinación de los esfuerzos en la zapata. Dimensionamiento

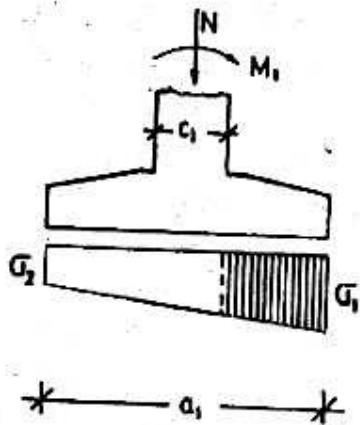


Figura VI.7.

Para el cálculo de solicitaciones en la base no se toma en cuenta el peso propio de la base ni de la tierra, luego:

$$e = \frac{M_1}{N}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{a_1 \cdot a_2} \left(1 + \frac{6e}{a_1} \right)$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a_1 \cdot a_2} \left(1 - \frac{6e}{a_1} \right)$$

Momento en la dirección a₁

En la Figura VI-8 se muestra el volumen de tensiones a considerar para el cálculo de M₁.

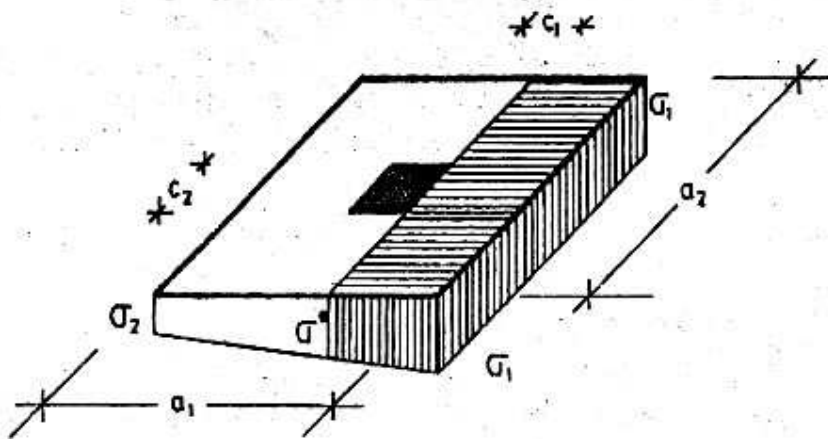


Figura VI.8.

$$d_1 = \frac{a_1 - c_1}{2} \qquad d_2 = \frac{a_2 - c_2}{2}$$

$$\sigma^* = \sigma_1 - (\sigma_1 - \sigma_2) \cdot \frac{d_1}{a_1}$$

$$M_1 = \frac{\sigma^* \cdot d_1^2 \cdot a_2}{2} + (\sigma_1 - \sigma^*) \cdot \frac{d_2^2}{3} a_2$$

Operando resulta:

$$M_1 = \frac{a_2 \cdot d_1^2}{6} \cdot (\sigma^* + 2\sigma_1)$$

Momento en la dirección a₂

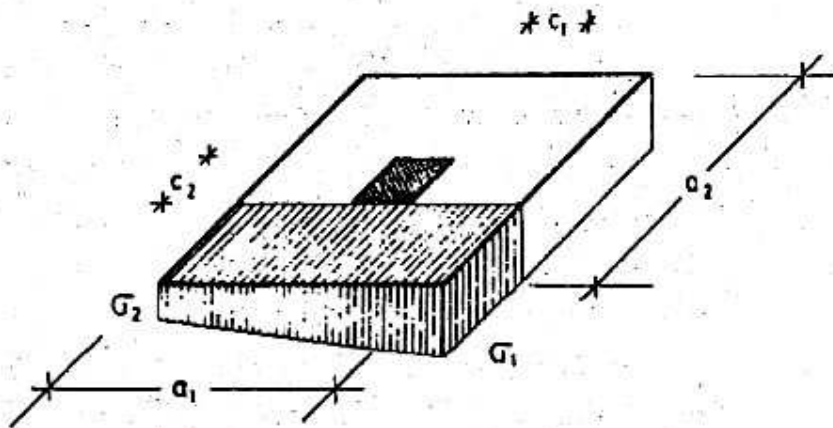


Figura VI.9.

En la Figura VI-0 se muestra el volumen de tensiones a considerar para el cálculo de M₂.

$$M_2 = \frac{a_1 \cdot d_2^2}{4} (\sigma_1 + \sigma_2)$$

Dimensionamiento

$$A'_s \quad K_h = \frac{h_1}{\sqrt{M_1/b_2}} ; k_s ; A^1_s = k_s \frac{M_1}{h_1}$$

$$A^2_s \quad K_h = \frac{h_2}{\sqrt{M_2/b_1}} ; k_s ; A^2_s = k_s \frac{M_2}{h_2}$$

$$\text{III) } e > \frac{a_1}{6}$$

c) Verificación de la tensión en el terreno

En este caso se obtiene una distribución triangular de las tensiones en el terreno, ya que la carga N cae fuera del núcleo central de la base. Sólo parte del terreno está comprimido y el resto no soporta esfuerzo ya que no hay zona de tracción pues el terreno no puede reaccionar. (Figura VI – 10).

$$P = N + N_g + N_t$$

$$e = \frac{M_1}{P}$$

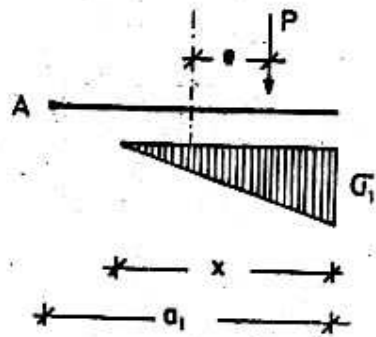


Figura VI.10

Determinación de x y σ_1

El volumen de tensiones σ_1 debe ser tal que equilibre los esfuerzos P y p.e:

$$\frac{\sigma_1 \cdot x \cdot a_2}{2} = P \quad (1)$$

$$\frac{\sigma_1 \cdot x \cdot a_2}{2} \left(\frac{2}{3} x + a_1 - x \right) = \frac{\sigma_1 \cdot x \cdot a_2}{2} \left(a_2 - \frac{x}{3} \right) = P \left(e + \frac{a_1}{2} \right) \quad (2)$$

- (1) ecuación de proyección de fuerzas
- (2) ecuación de momentos respecto del punto A.

De la ecuación (1) se obtiene que

$$\sigma_1 = \frac{2 \cdot P}{a_2 \cdot x}$$

reemplazando en (2)

$$\left(a_1 - \frac{x}{3} \right) = \left(e + \frac{a_1}{2} \right)$$

De donde resulta

$$x = 3 \left(\frac{a_1}{2} - e \right)$$

Obtenido el valor de x verificamos la tensión en el terreno

$$\sigma_1 = \frac{2 \cdot P}{a_2 \cdot x} \leq \sigma_{t \text{ adm}}$$

Es importante señalar que se admite como mínimo que la mitad del terreno esté comprimido, o sea que el valor máximo de e resulta:

$$e \leq \frac{a_1}{3}$$

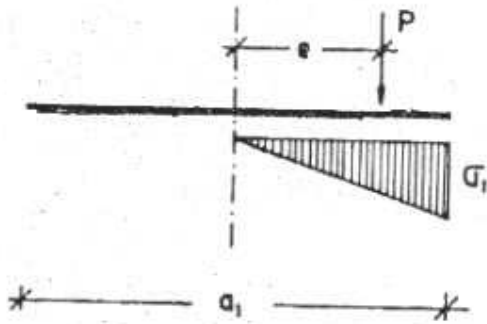


Figura VI.11.

c) Determinación de los esfuerzos en la zapata. Dimensionamiento

Llamando

$$\sigma_1 = \frac{2 \cdot N}{a_2 \cdot x}$$

$$d_1 = \frac{a_1 - c_1}{2}$$

$$d_2 = \frac{a_2 - c_2}{2}$$

$$x = 3 \left(\frac{a_1}{2} - e \right)$$

$$e = \frac{M_1}{N}$$

Momento en la dirección a₁

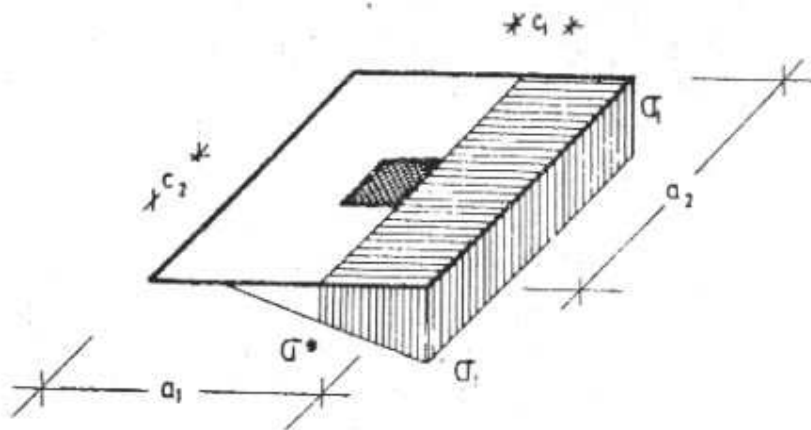


Figura VI.12.

En la Figura VI-12 se observa el volumen de tensiones a considerar para el cálculo de M₁

$$\sigma^* = \sigma_1 \left(1 - \frac{d_1}{x} \right)$$

$$d_1^2 \cdot a_2$$

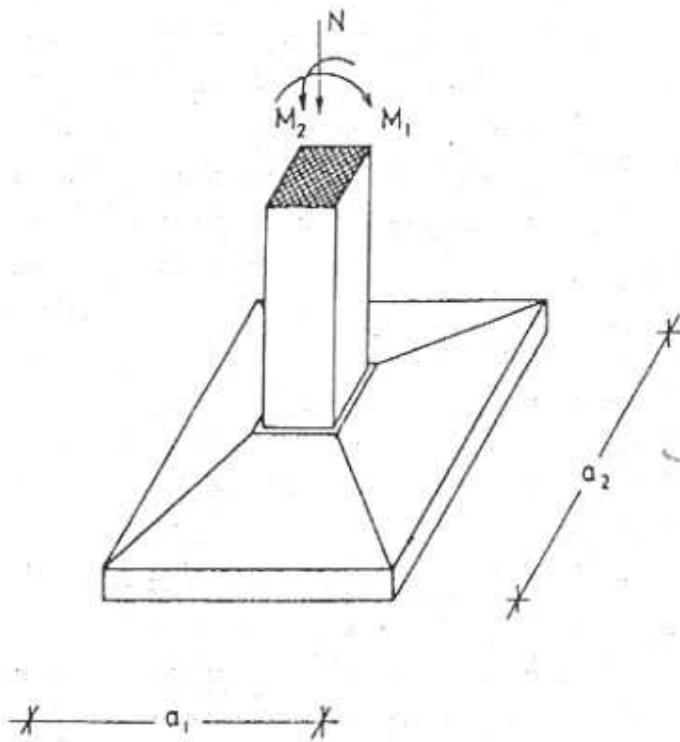


Figura VI.14.

A los efectos de calcular la tensión en el terreno, se adopta un diagrama de tensiones uniforme equivalente según la NORMA DIN 4017 m(Figura VI-15).

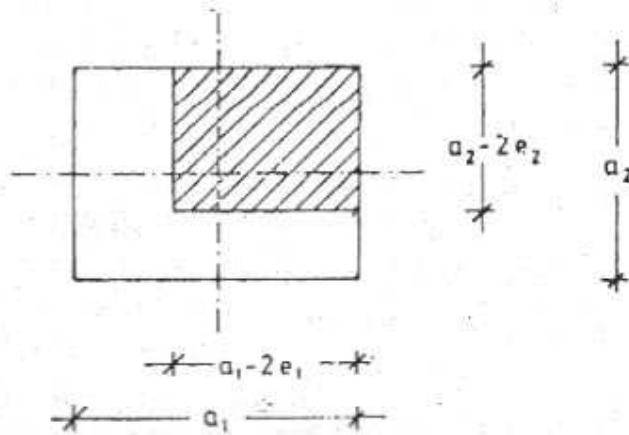


Figura VI.15

Eligiendo previamente a_1 y a_2 y calculando

$$P = N + N_g + N_t$$

$$e_1 = \frac{M_1}{P}$$

$$e_2 = \frac{M_2}{P}$$

Se pueden determinar los lados del área rayada de la Figura VI – 15, que resultan

$$a'_1 = a_1 - 2 e_1$$

$$a'_2 = a_2 - 2 e_2$$

Luego se debe cumplir:

$$\sigma = \frac{P}{a_1 \cdot a_2} \leq \sigma_{tadm}$$

b) Determinación de los esfuerzos en la zapata. Dimensionamiento

Para obtener los momentos en ambas direcciones, se utiliza el mismo diagrama de tensiones de la Figura VI-15; denominando,

$$\sigma_c = \frac{N}{a'_1 \cdot a'_2}$$

$$d_1 = \frac{a_1 + a_2}{2} \qquad d_2 = \frac{a_2 - c_2}{2}$$

Resulta:

Momento en la dirección a₁

La Figura VI-16 muestra el volumen de tensiones a considerar para el cálculo de M₁.

$$M_1 = \sigma_c \frac{a'_1 \cdot d_1^2}{2}$$

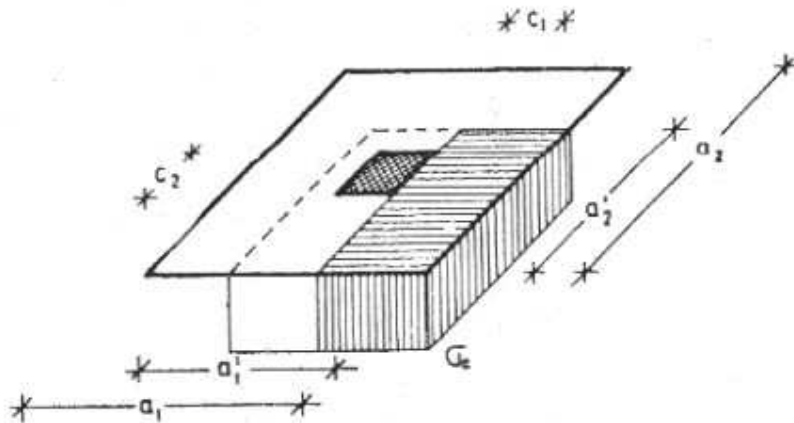


Figura VI.16.

Momento en la dirección a₂

La Figura VI – 17 muestra el volumen de tensiones a considerar para el cálculo de M₂.

$$M_2 = \sigma_c \frac{a'_1 \cdot a'_2}{2}$$

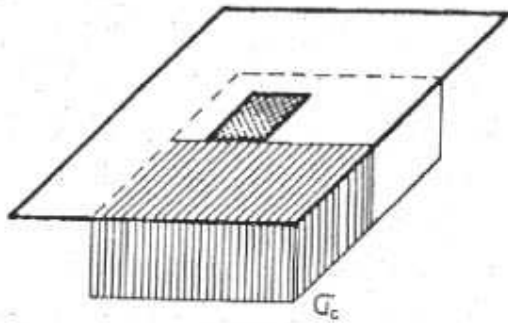


Figura VI.17

Dimensionamiento

$$\underline{A_s^1} \quad K_h = \frac{h_1}{\sqrt{M_1/b_2}} ; k_s ; A_s^1 = k_s \frac{M_1}{h_1}$$

$$\underline{A_s^2} \quad K_s = \frac{h_2}{\sqrt{M_2/b_1}} ; k_s ; A_s^2 = \frac{M_2}{h_2}$$

VI.2.2.4 VERIFICACIÓN AL VOLCAMIENTO Y DESLIZAMIENTO

Ante la acción de pares volcadores es necesario verificar la seguridad al vuelco de la fundación. Tomando momentos respecto de A (Figura VI – 18) resulta:

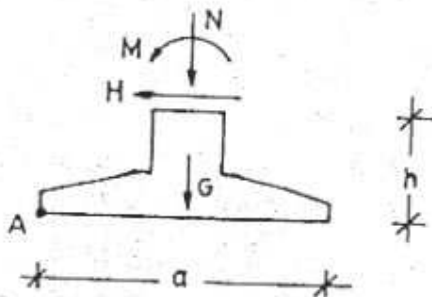


Figura VI.18.

momentos volcadores

$$M_V = M + H.h$$

momentos estabilizadores

$$M_E = (N + G) \cdot \frac{a}{2}$$

Se debe cumplir

$$\frac{M_E}{M_V} \geq 1,5$$

Asimismo, ante la acción de cargas horizontales se debe verificar la seguridad al deslizamiento de la base. Para suelos sin cohesión (arenas), el coeficiente de seguridad resulta:

$$\frac{(N + G) \operatorname{tg}\psi}{H} \geq 1,5$$

Ψ ángulo de fricción interna del terreno.

Para suelos cohesivos (arcillas) resulta:

$$\frac{c \cdot a_1 \cdot a_2}{H} \geq 1,5$$

c: cohesión del terreno (t/m^2)

VI.2.2.5 DISPOSICIONES GENERALES

a) altura del talón de base (d)
 $d \geq 15 \text{ cm}$

b) altura total de base (d_0)

Se debe elegir de modo de cumplir dos condiciones:

- condición de rigidez de la base (distribución uniforme de tensiones en el terreno);
- que no resulte necesario colocar armadura de corte,

$$\tau_R \leq \gamma_1 \cdot \tau_{011} \left(\frac{0,2}{d_0(m)} + 0,33 \right)$$

c) dimensiones b_1, b_2

Deben ser tales que sea posible apoyar el encofrado de la columna, en general:

$$b_1 = c_1 + 5 \text{ cm}$$

$$b_2 = c_2 + 5 \text{ cm}$$

d) Los recubrimientos de las armaduras deben ser importantes en el orden de 5 a 7 cm, en general el diámetro de barras debe ser $10 \leq \theta \leq 16$ y la separación máxima entre barras no debe superar los 10 cm; con estas disposiciones se trata de evitar fisuras excesivas de modo de prevenir la corrosión de armadura.

Si la superficie de apoyo de la base es cuadrada, se puede repartir la armadura, uniformemente y paralela a los lados del cuadrado.

En bases rectangulares, se presentan 2 casos (ver Figura VI- 19) donde $a_1 > a_2$

$$2) a_2 \geq c_1 + 2d_0$$

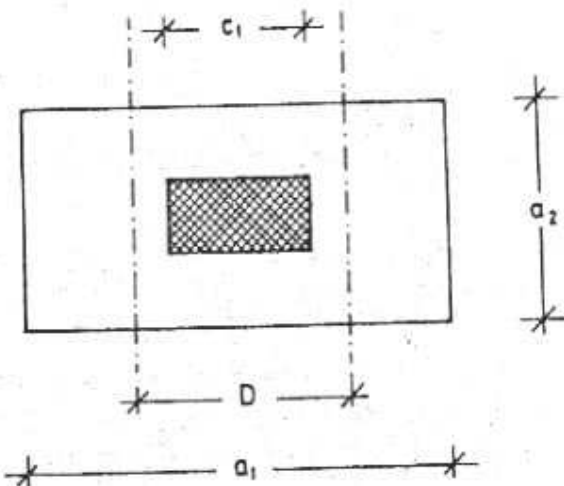


Figura VI.19.

La armadura A_s^2 se debe colocar en 2 zonas, en la parte central de ancho

$$D = a_2$$

Se debe colocar una fracción de armadura igual a

$$A_{sD} = A_s^2 \frac{2 \cdot a_2}{(a_1 + a_2)}$$

En las zonas de ancho $\frac{a_1 - D}{2}$ se ubica el resto de la armadura, $A_s^2 - A_{sD}$

$$3) a_2 < c_1 + 2 \cdot d_0$$

y en esa zona se coloca una fracción de armadura igual a

$$A_{sD} = A_s^2 \frac{2(c_1 + 2 d_0)}{A_1 + c_1 + 2 \cdot d_0}$$

y el resto de la armadura $A_s^2 - A_{sD}$ se ubica uniformemente en las zonas de ancho $\frac{a_1 - D}{2}$

En ambos casos, la armadura A_s^1 se reparte en forma uniforme en todo el ancho a_2 .

En las bases que reciben columnas o tabiques de hormigón se deben colocar armaduras de espera que coincidan en diámetro, cantidad y ubicación con las armaduras de las columnas y tabiques, esta armadura de espera debe llegar hasta el fondo de la base, apoyando sobre la armadura de la misma.

$$e \geq 50 \cdot \theta_1$$

θ_1 diámetro de las barras verticales de la columna o tabique en centímetros.

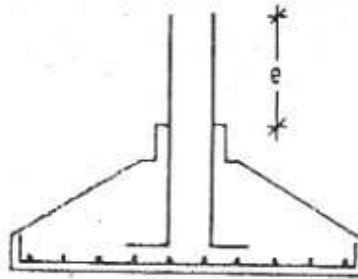


Figura VI.20.

VI.2.3 ZAPATA EXCÉNTRICA

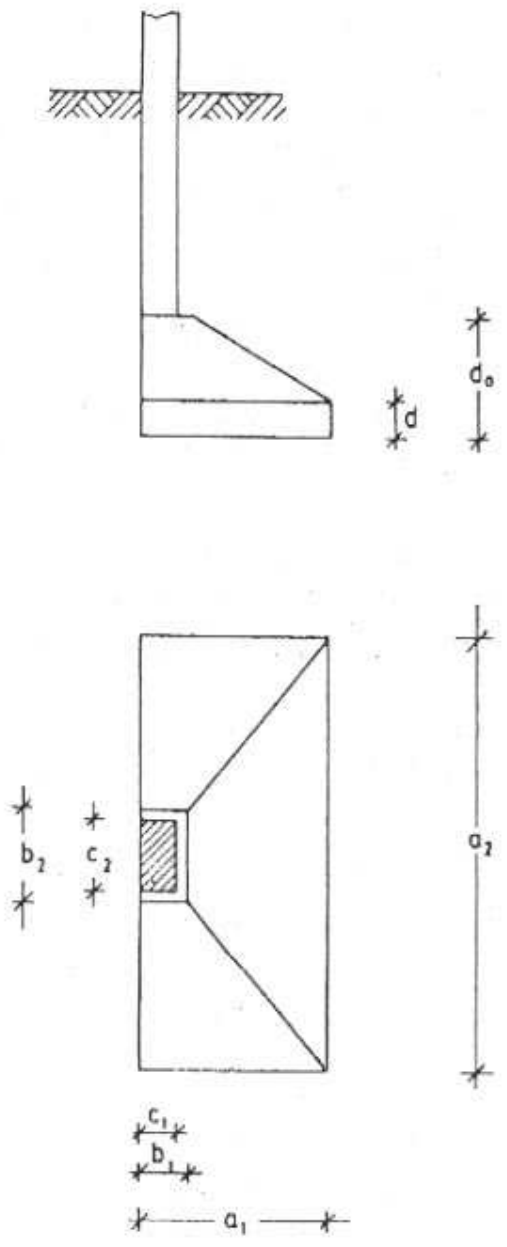


Figura VI.21

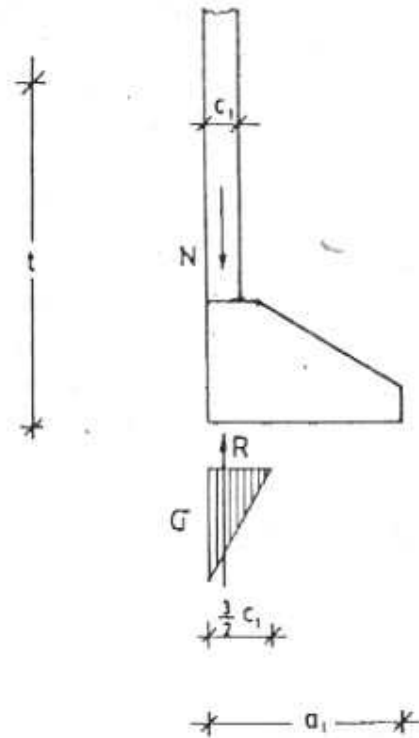


Figura VI.22

Cuando se trata de columnas ubicadas en paredes medianeras, donde no es posible emplear bases centradas, debe recurrirse a otro tipo de solución.

Si la columna será sometida a cargas de moderada magnitud, la zapata aislada excéntrica es la solución más simple y económica. Si por el contrario las cargas son importantes o la columna está sometida a momentos es preferible la solución mediante bases combinadas o base con viga cantilever.

Como se ve en la Figura VI-22 no aparecen momentos pues resulta:

$$R = \frac{3}{4} \sigma \cdot c_1 \cdot a_2 \equiv N$$

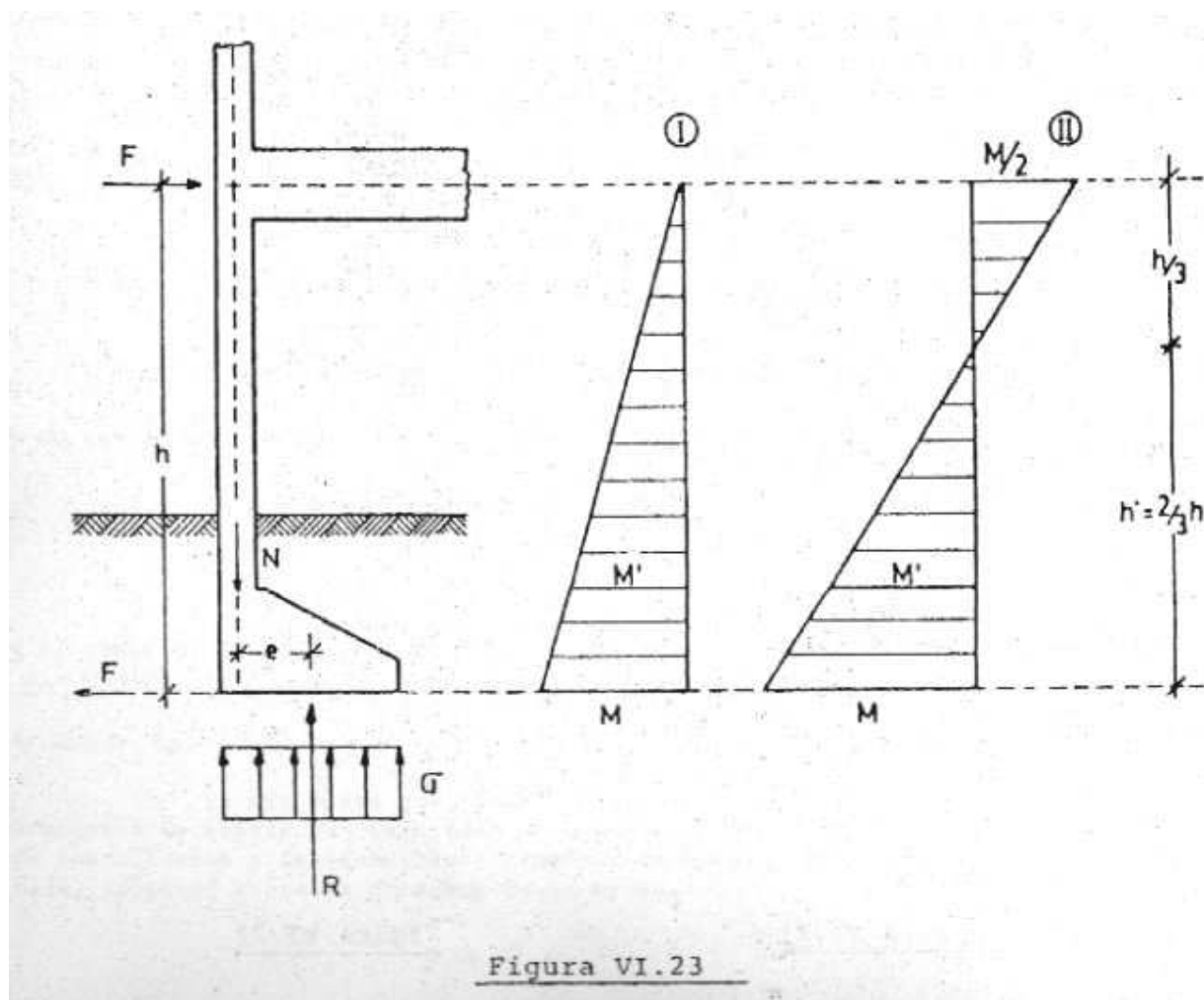
Sin embargo este esquema no es económico ya que se debe cumplir que $\sigma \leq \sigma_{\text{adm}}$ donde

$$\sigma = \frac{N}{\frac{3}{4} \cdot c_1 \cdot a_2}$$

Vale decir que el valor σ depende únicamente de a_2 , ya que N y c_1 son constantes.

A fin de que colabore una parte mayor o todo el ancho a_1 es necesario dimensionar la columna a flexión compuesta.

Se toma entonces la base de la Figura VI-23 sometida a una carga N , suponiendo una distribución de tensiones uniforme en el terreno.



En este caso aparece un momento provocado por la excentricidad de cargas e .

$$\text{Caso I: } M' = N.e \frac{h - d_0}{h} \quad \text{Caso II: } M' = N.e \frac{h' - d_0}{h'}$$

que debe ser absorbido por la columna, o sea que resulta necesario dimensionar la columna a flexión compuesta (N, M'). El momento $M = N \cdot e$ debe estar equilibrado por un par de igual intensidad y sentido contrario:

$$M_E = F \cdot h$$

Dichas fuerzas F se deberán materializar por un lado, con el rozamiento entre el terreno y la base y la otra fuerza F la deberá proveer un tensor ubicado a una altura h .

Proceso de cálculo

a) Verificación de la tensión en el terreno

A los efectos del cálculo se expondrá una distribución uniforme de tensiones en el terreno; asimismo, es necesario adoptar el lado a_2 , paralelo a la línea divisoria de predios, mayor que el lado a_1 , de modo de disminuir la excentricidad e de la carga, en general se adopta $a_2/a_1 \geq 2$. Si se denomina:

$$\alpha = \frac{a_2}{a_1}$$

$$P = N + N_g + N_t$$

N_g = peso propio de la base

N_t = peso propio de la tierra ubicada por encima de la base.

Se debe verificar que:

$$\sigma = \frac{P}{\alpha \cdot a_1^2} \leq \sigma_{yadm}$$

Se puede hacer el proceso inverso, determinado α se calcula a_1

$$a_1 = \sqrt{P/\alpha \cdot \sigma_{tadm}}$$

Luego

$$a_2 = \alpha \cdot a_1$$

b) Determinación de los esfuerzos en la zapata. Dimensionamiento

Dirección a_1

$$M_1 = \frac{N}{a_1} \cdot \frac{(a_1 - c)^2}{2} \quad (\text{tm})$$

Dirección a_2

$$M_2 = \frac{N}{a_2} \cdot \frac{(a_2 - c_2)^2}{8} \quad (\text{tm})$$

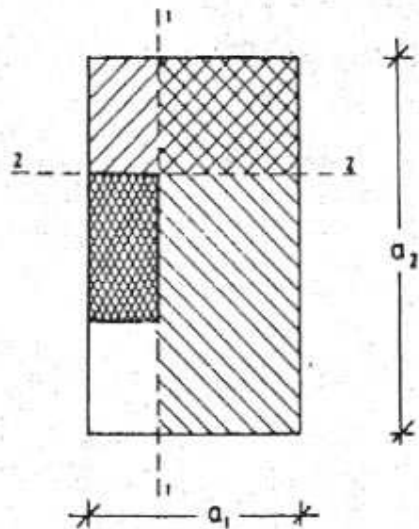


Figura VI.24

Dimensionamiento

$$A_s^1 = K_h \frac{h_1}{\sqrt{M_1/b_2}} ; k_s ; A_s^1 = k_s \cdot \frac{M_1}{h_1}$$

$$A_s^2 \quad K_h = \frac{h_2}{\sqrt{M_2/b_1}} ; \quad k_s ; \quad A_s^2 = k_s \frac{M_2}{h_2}$$

h_1, h_2, b_1, b_2 deben cumplir las condiciones generales dadas para zapatas centradas.

c) Dimensionamiento de la columna

De acuerdo con lo visto, el momento M' debe ser absorbido por la columna. La distribución de momentos es la misma (Figura VI – 23) depende de la rigidez relativa a flexión de columna y viga; si ésta es poco rígida frente a la columna se puede adoptar el esquema I, si por contrario existe rigidez suficiente se adopta el esquema II.

La columna se dimensiona a flexión compuesta tal cual lo visto en el capítulo II, a su vez a los efectos de darle mayor rigidez a la flexión a nivel del fuste de la base, en algunos casos, cuando el espacio lo permite, se ensancha la columna aumentando de ese modo su inercia (Figura VI – 25).

En los ejemplos anteriores el tensor se materializaba a una altura h , pudiendo coincidir con una viga del edificio, la cual se deberá dimensionar a flexo – tracción.

Si se desea disminuir el momento en la columna se puede colocar un tensor al nivel del fuste de la base que se une a la otra base, debiéndose verificar esta última al deslizamiento. En la Figura VI – 26 se observa esta solución, con los diagramas de momentos flexores en la columna para los esquemas I y II (columna articulada o columna empotrada) ya explicados; el momento de dimensionamiento es $N.e/2$.

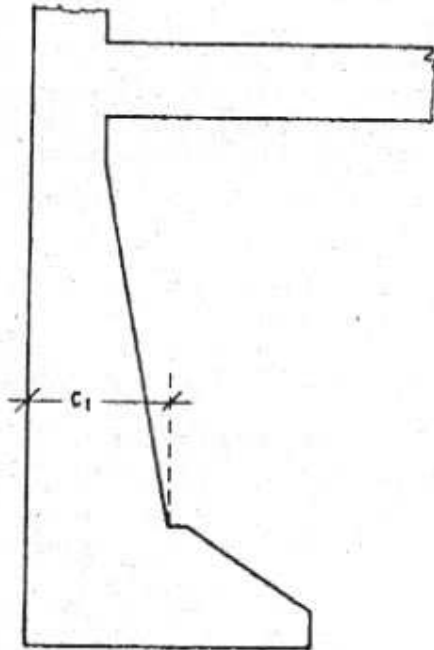


Figura VI.25

d) Esfuerzo en tensores y de deslizamiento en la base

Se presentan dos casos de acuerdo con la ubicación del tensor:

CASO 1 (Figura VI – 23)

ESQUEMA I $F = \frac{M}{H}$

ESQUEMA II $F = 1,5 \frac{M}{h}$

CASO 2 (Figura VI – 26)

ESQUEMA I

$$F = 1,5 \frac{M}{h_1} + \frac{M}{2 \cdot h_2}$$

ESQUEMA II

$$F = 1,5 \frac{M}{h_1} + 0,75 \frac{M}{h_2}$$

La verificación al deslizamiento se efectúa de acuerdo con lo explicado en el punto VI.2.2.4 y los tensores se dimensionan con el procedimiento desarrollado en el Capítulo VII.

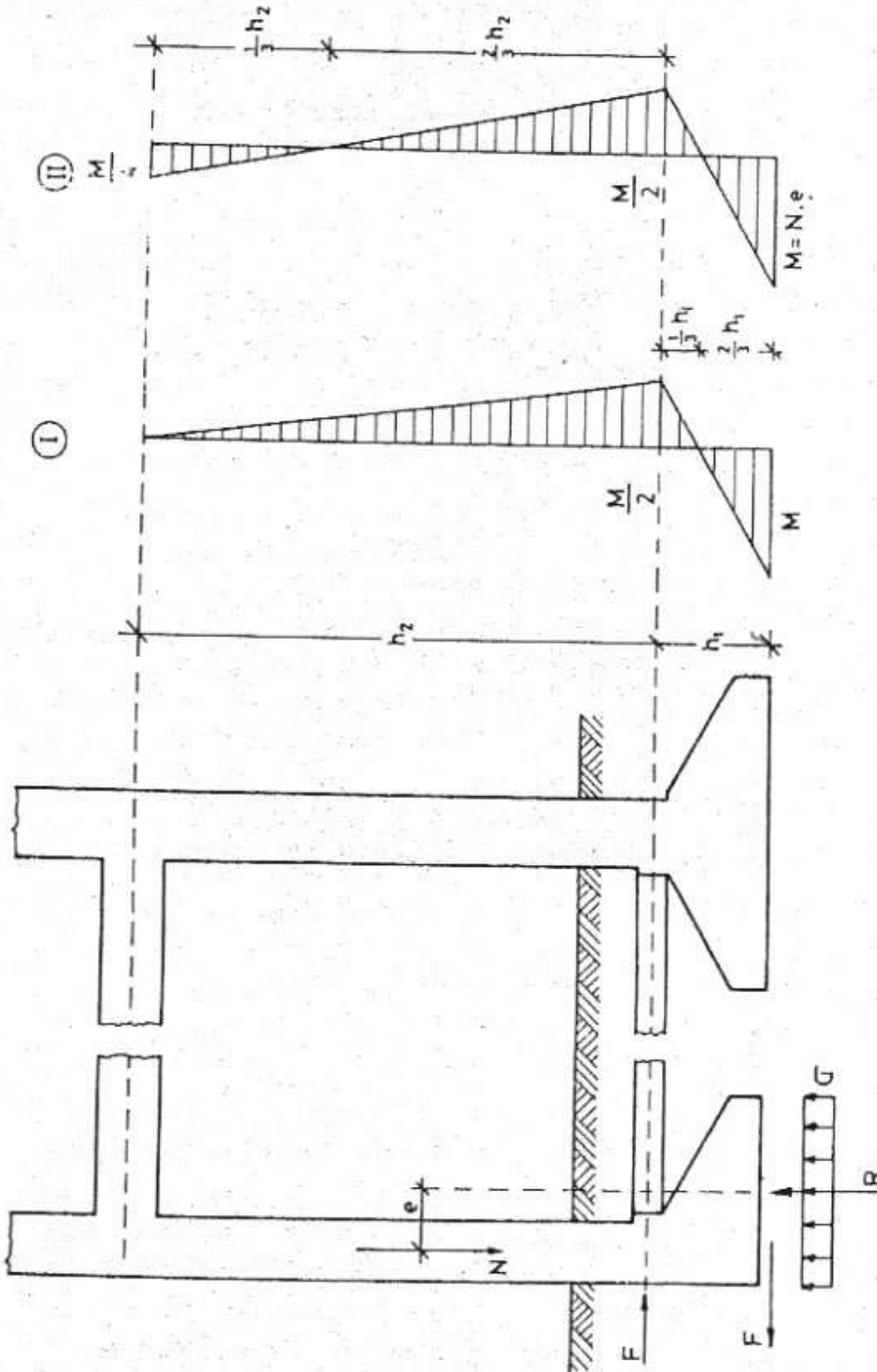


Figura VI.26.

Esta zapata se utiliza para columnas de esquina, las hipótesis y proceso de cálculo son similares a las explicadas para bases excéntricas, sólo que en este caso aparecen excentricidades en las dos direcciones, que provocan flexión oblicua en la columna, siendo necesario materializar tensores en dos direcciones.

En la Figura VI-27 se observa una base para columna de esquina con sus dimensiones, y el diagrama de tensiones uniforme σ sobre el terreno; su resultante R y la carga N de la columna no coinciden, apareciendo en las direcciones de a_1 y a_2 las excentricidades e_1 y e_2 que provocan un par de momentos.

$$M_1 = N \cdot e_1$$

$$M_2 = N \cdot e_2$$

Que deben ser absorbidos por la columna. Estos momentos se equilibran mediante el esfuerzo producido por el frotamiento entresuelo y base, y tensores a una altura h-

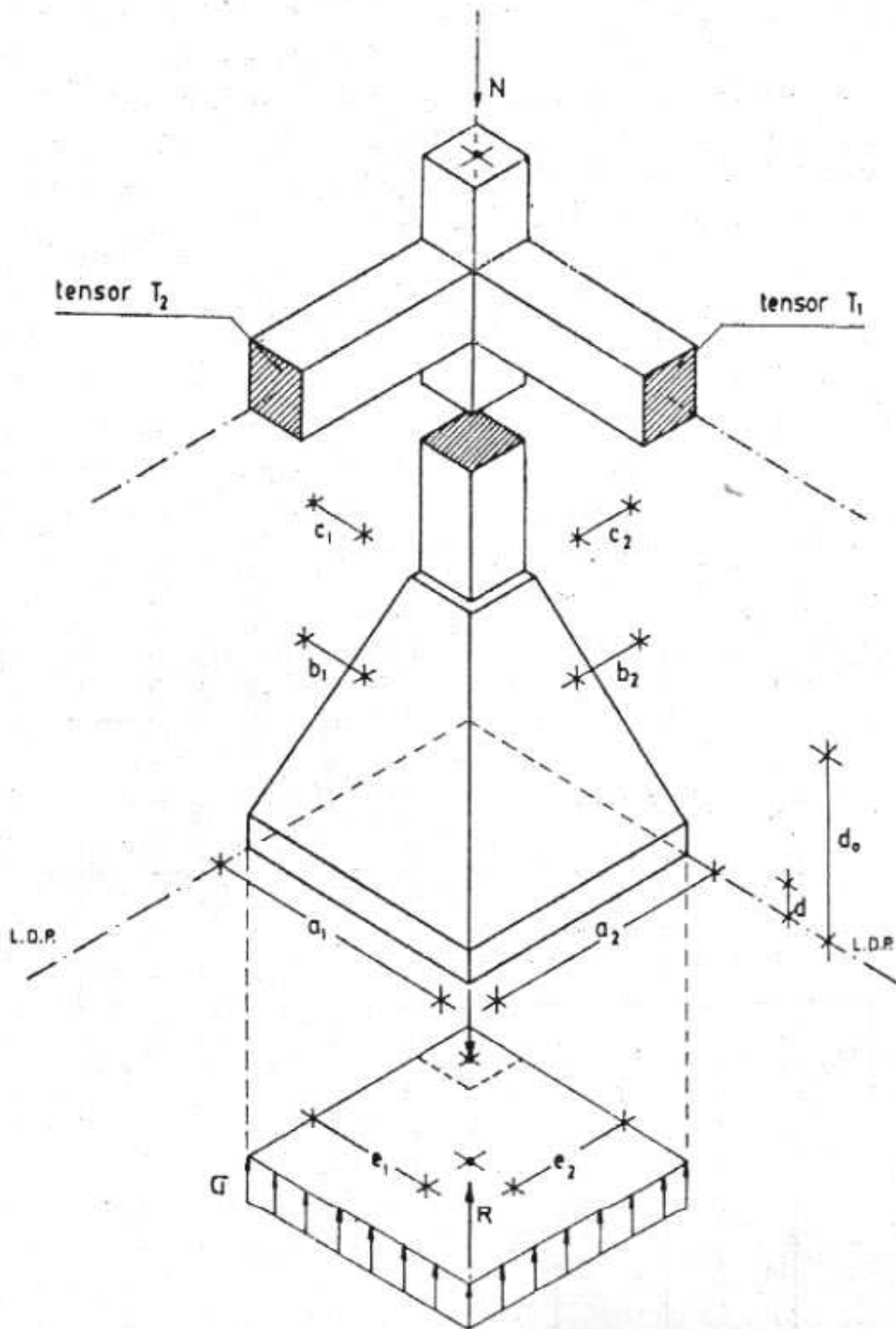


Figura VI.27.

Proceso de cálculo

a) Verificación de la tensión en el terreno

$$P = N + N_g + N_t \quad \alpha = \frac{a_2}{a_1}$$

$$\sigma = \frac{P}{A} \leq \sigma_{tadm}$$

$$\alpha \cdot a_1^2$$

En general, es conveniente que la relación a_2/a_1 sea igual a la relación c_2/c_1 .

c) Determinación de los esfuerzos en la zapata

La columna está sometida a flexión compuesta oblicua, los momentos flexores dependerán de la ubicación de los tensores y si se trata de esquema I (articulado) o esquema II (empotrado). Llamando $M_1 = N \cdot e_1$ y $M_2 = N \cdot e_2$ resultan:

	CASO 1 (FIGURA VI. 23)		CASO 2 (FIGURA VI. 26)	
	ESQUEMA I	ESQUEMA II	ESQUEMA I	ESQUEMA II
M'_1	$N \cdot e_1 \cdot \frac{h - d_0}{h}$	$N \cdot e_1 \cdot \frac{h' - d_0}{h'}$	$\frac{N \cdot e_1}{2}$	$\frac{N \cdot e_1}{2}$
M'_2	$N \cdot e_2 \cdot \frac{h - d_0}{h}$	$N \cdot e_2 \cdot \frac{h' - d_0}{h'}$	$\frac{N \cdot e_2}{2}$	$\frac{N \cdot e_2}{2}$

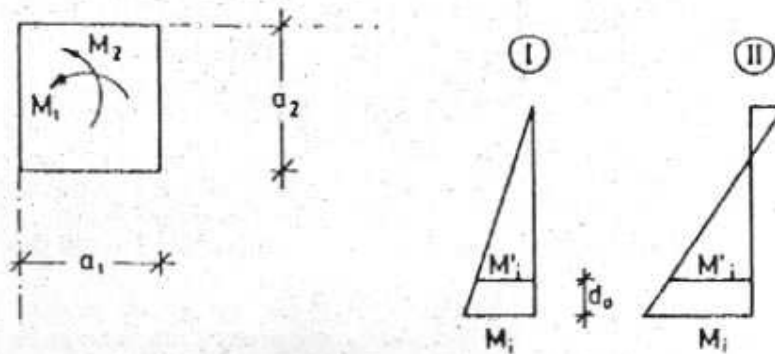


Figura VI.28.

d) Esfuerzos en tensores y de deslizamiento en la base

CASO I (Figura VI-23)

ESQUEMA I $F_1 = \frac{M_1}{h}$; $F_2 = \frac{M_2}{h}$

ESQUEMA II $F_1 = 1,5 \frac{M_1}{h}$; $F_2 = \frac{M_2}{h}$

CASO 2 (Figura VI-26)

ESQUEMA I $F_1 = 1,5 \frac{M_1}{h_1} + \frac{M_1}{2 \cdot h_2}$; $F_2 = 1,5 \frac{M_2}{h_1} + \frac{M_2}{2 \cdot h_2}$

ESQUEMA II $F_1 = 1,5 \frac{M_1}{h_1} + 0,75 \frac{M_1}{h_2}$; $F_2 = 1,5 \frac{M_2}{h_1} + 0,75 \frac{M_2}{h_2}$

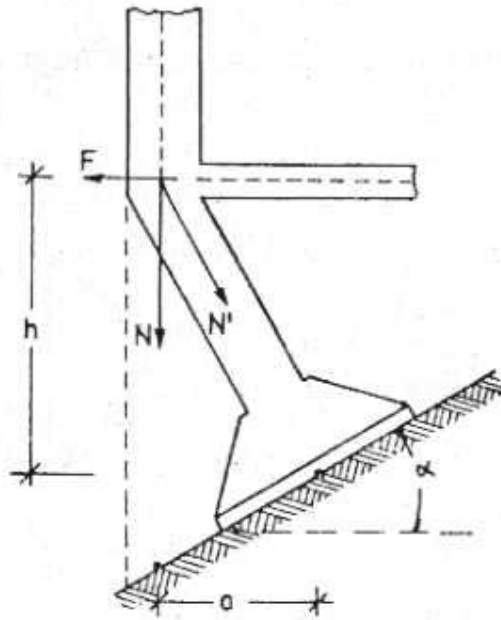


Figura VI.29.

$$\alpha \leq 15^\circ$$

$$a/h = \operatorname{tg} \alpha$$

$$F = N \cdot \operatorname{tg} \alpha$$

$$N' = \frac{N}{\cos \alpha}$$

Es conveniente utilizar zapatas rectangulares, cuyo lado menor esté dispuesto en sentido normal a la medianera. El esfuerzo transversal necesario para desviar la carga vertical transmitida por la columna debe ser soportada por un tensor convenientemente anclado.

Para evitar fuertes cargas en el tensor y esfuerzos secundarios originados por el monolitismo, es aconsejable que el ángulo de desviación de la columna α sea inferior a 15° . El plano de asiento de la base formará con la horizontal un ángulo igual al de desviación de la columna.

VI.3 ZAPATAS COMBINADAS

Si la distancia entre columnas vecinas es tan reducida que las respectivas bases se superponen o quedan muy próximas entre sí, convendrá reemplazarlas por una base única. Las zapatas de esta clase, que reciben la carga conjunta de dos o más columnas, se denominan zapatas combinadas.

El empleo de bases aisladas tampoco resulta prácticamente factible en columnas de medianería, según se ha visto, cuando están sometidas a cargas considerables; en estos casos, debe recurrirse a zapatas combinadas o bien a bases con viga cantilever.

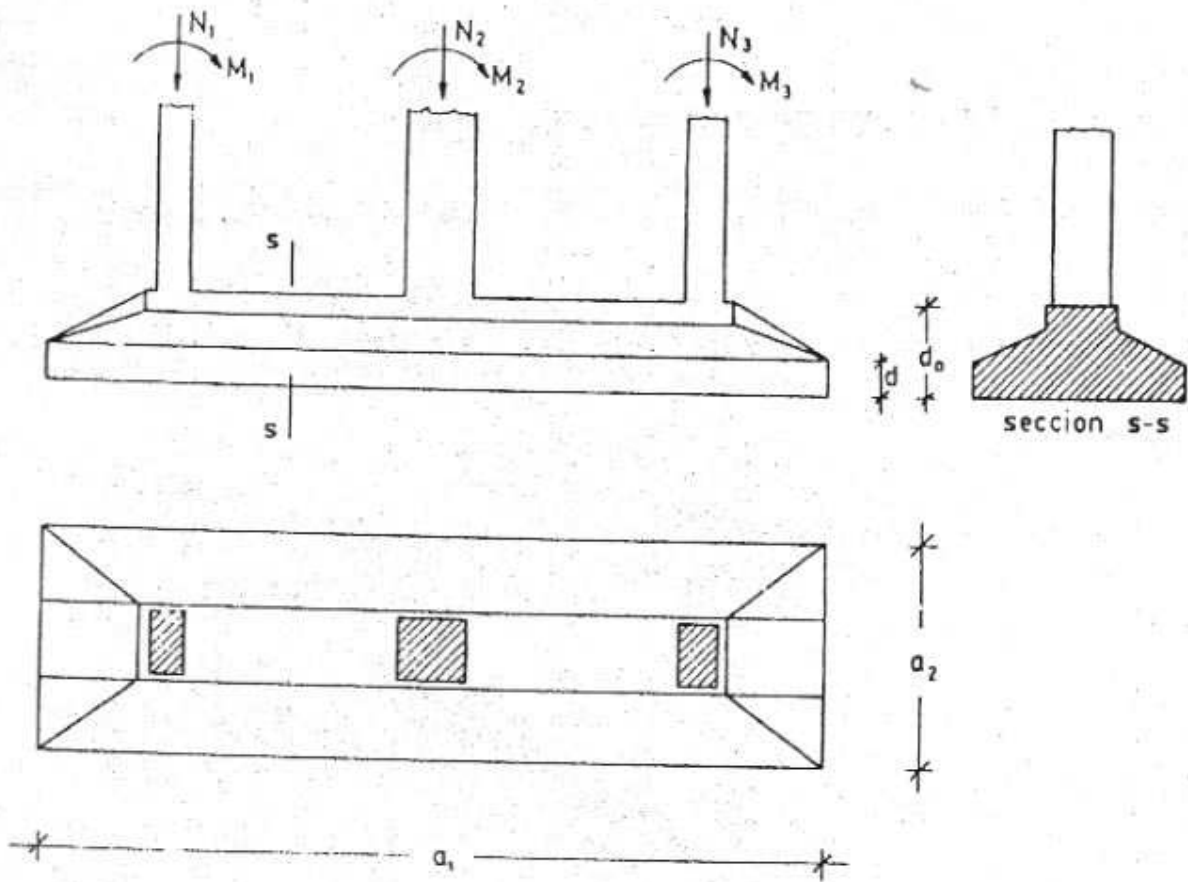


Figura VI. 30.

Cuando la rigidez de la base es grande se puede suponer una distribución uniforme o lineal de las tensiones en el terreno partiendo de la expresión

$$\sigma = \frac{\Sigma N}{F} \pm \frac{\Sigma M}{W}$$

Como ejemplo, tomemos la zapata de la Figura VI - 31.

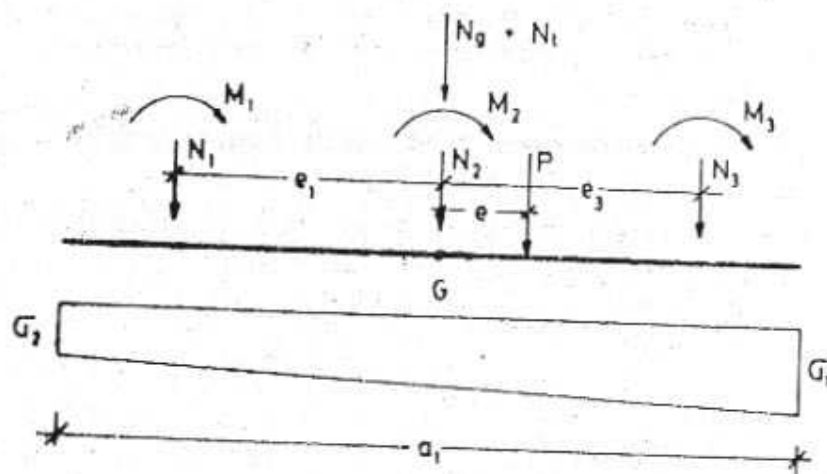


Figura VI. 31.

Tomando momentos respecto del baricentro G de la zapata media

$$e = \frac{N_3 \cdot e_3 - N_1 \cdot e_1 + M_1 + M_2 + M_3}{P}$$

Donde

$$P = N_g + N_t + N_1 + N_2 + N_3$$

Luego, las tensiones en el tramo resultan:

$$\sigma_1 = \frac{P}{a_a \cdot a_3} \left(1 \pm \frac{6e}{a_1} \right)$$

$$\sigma_2$$

donde debe ser

$$\sigma_1 \leq \sigma_{tadm}$$

En general, resulta conveniente que la recta de acción de la resultante de cargas verticales P pase por el baricentro de la base; por ejemplo, si los momentos

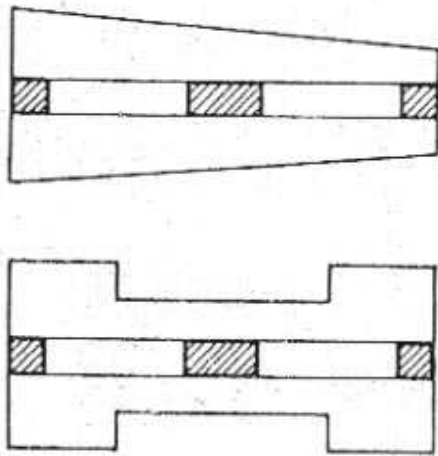


Figura VI.32.

M_1 , M_2 y M_3 son producidos por acción del viento, es beneficioso tanto para el terreno como para la base, que la zapata sea centrada respecto de la resultante P debida únicamente a peso propio de base, de tierra y a las reacciones en columna provocadas por cargas permanentes y sobrecargas accidentales sin considerar el viento. Otro modo de centrar la base es variar su ancho, ya sea en forma lineal, o con anchos diferentes en distintas zonas, como por ejemplo, las zapatas de la Figura VI – 32.

Para calcular los esfuerzos en la zapata de la Figura VI – 31, se calcula primeramente el valor de e:

$$e = \frac{N_3 \cdot e_3 - N_1 \cdot e_1 + M_1 + M_2 + M_3}{\Sigma N}$$

Llamando $\Sigma N = N_1 + N_2 + N_3$, resulta:

$$\sigma_1 = \frac{\Sigma N}{a_1 \cdot a_3} \left(1 \pm \frac{6e}{a_1} \right)$$

$$\sigma_2$$

Las solicitaciones en el sentido longitudinal son absorbidas por la zapata como una viga de ancho b_0 y altura d_0 apoyada en las columnas (Figura VI – 33).

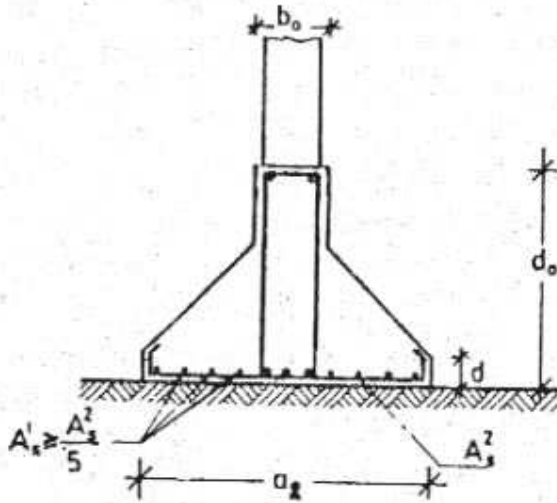


Figura VI.33.

En la Figura VI – 34 se pueden apreciar los diagramas de carga, corte y momentos flexores de la zapata combinada del ejemplo.

Es importante señalar que no deben obtenerse las solicitaciones en la zapata resolviendo una viga continua apoyada en las columnas, ya que en este caso se conocen de antemano las reacciones en los apoyos; se deben calcular M y Q suponiendo la zapata como un cuerpo cargado con el diagrama $q_i = \sigma_1 \cdot a_2$ y con las descargas de columnas.

Una vez determinadas las solicitaciones M y Q se procede al cálculo de las armaduras de flexión y corte tal cual lo explicado para vigas en el Capítulo IV.

En el sentido transversal de la zapata se debe calcular el momento en los voladizos de la base de acuerdo con lo explicado para bases centradas.

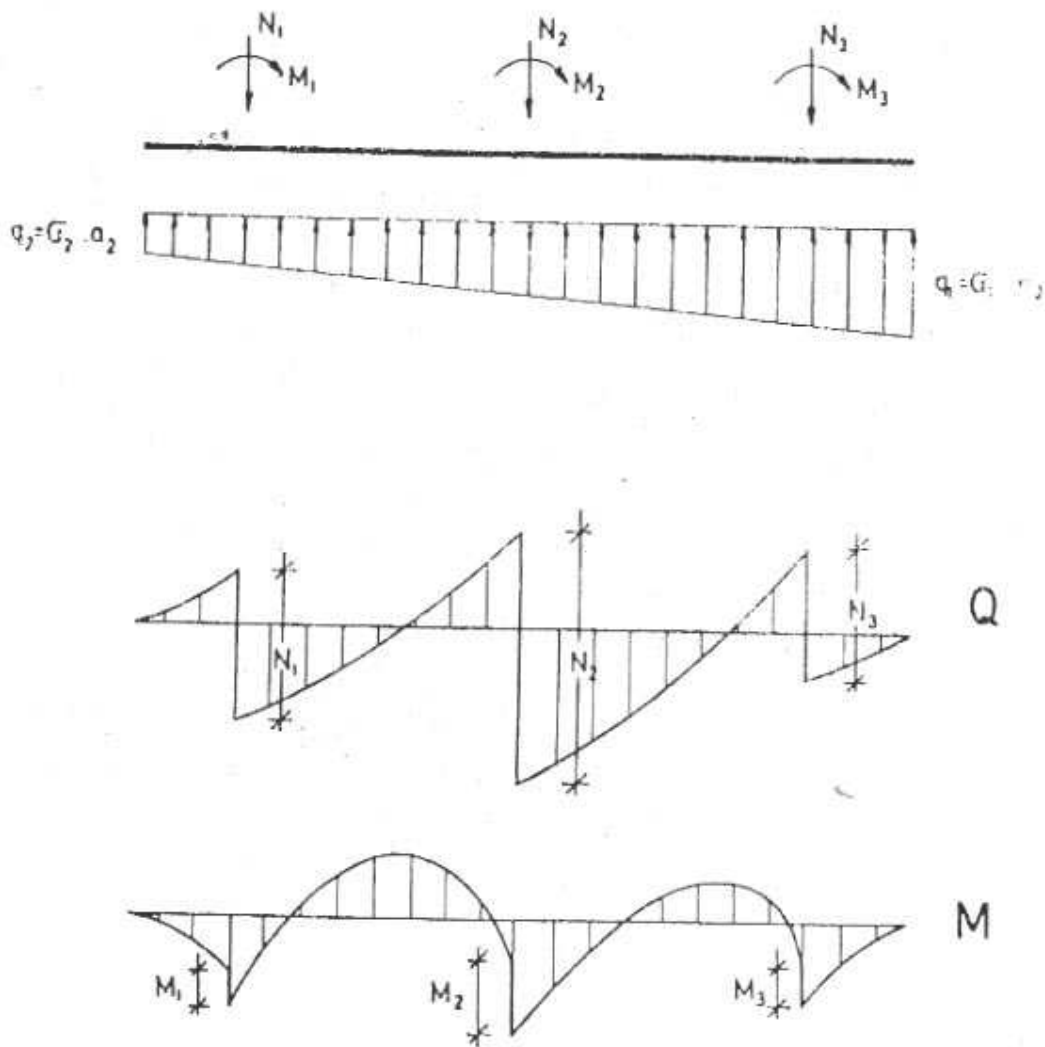


Figura VI.34.

El $\sigma \approx$ constante y con un ancho $a_2 =$ constante

Resulta:

$$M_2 = \sigma \frac{(a_2 - b_0)^2}{8} \quad (\text{tm/m})$$

Si $\sigma \neq$ constante, $\sigma_1 \gg \sigma_2$ y el ancho a_2 no resulta constante, se deberá dividir el largo a_1 en fajas, calcular los correspondientes M_2 y dimensionar para cada una la armadura correspondiente A_s^2 . Asimismo se debe colocar en la zapata una armadura longitudinal A_s^1 , que no resulte menor que $A_s^2/5$ (ver Figura VI - 33).

Las disposiciones generales para vigas y bases ya citadas son válidas para zapatas combinadas, debiéndose cuidar como en toda fundación los límites de figuración.

Asimismo, si es necesario doblar barras para absorber esfuerzos de corte, es preferible hacerlo en ángulos de 60° dado que las vigas de fundación son de altura importante.

La Figura VI - 35 muestra la distribución de armaduras típica en este tipo de base.

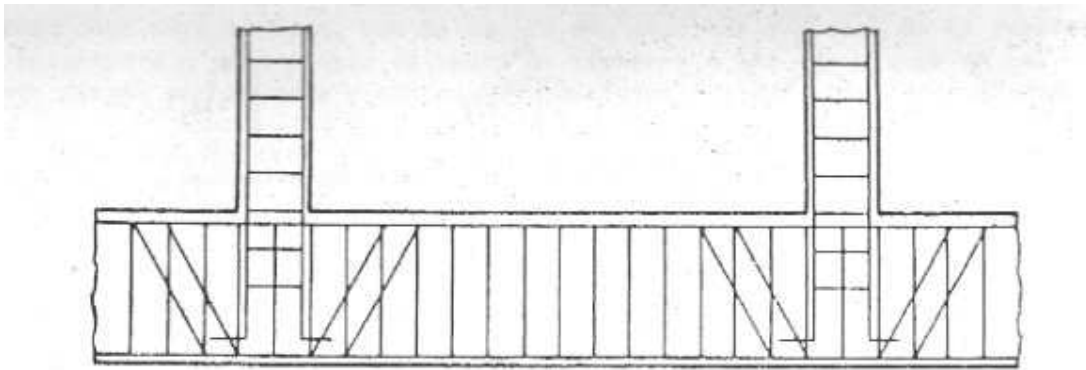


Figura VI.35.

VI.4 ZAPATA CON VIGA CANTILEVER

En este tipo de base, la zapata correspondiente a la columna exterior (columna de medianera) está vinculada a la columna interior más próxima mediante una viga, solidaria con dicha zapata. La función de la viga consiste en resistir el momento flexor producido por la excentricidad de la carga que actúa en la columna exterior con respecto a la reacción del terreno.

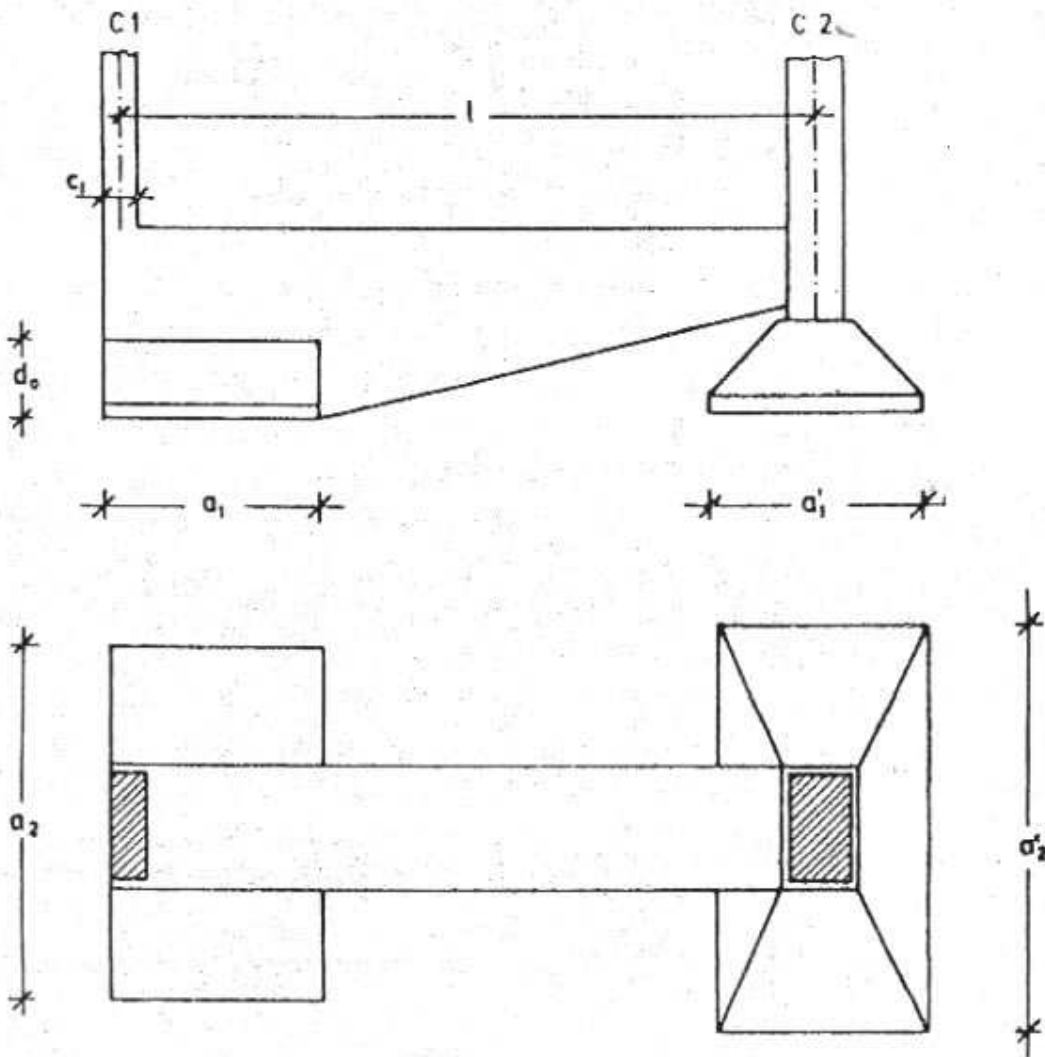


Figura VI.36.

Proceso de cálculo

1) Se predimensiona la base excéntrica de modo de obtener a_1

$$F_1 = \frac{\gamma N_1}{\sigma_{\text{tadm}}}$$

donde

F_1 = superficie de la base excéntrica.

N_1 = carga de la columna C_1

σ_{tadm} = tensión admisible del terreno

γ = coeficiente de mayoración de carga, en general 1,1 con el fin de tener en cuenta el peso propio de la base y el de tierras.

Se adopta una relación de lados $\alpha = \frac{a_2}{a_1}$, en general es aconsejable $\alpha \geq 2$ luego siendo a_1

$$F_1 = a_1 \cdot a_2 = \alpha \cdot a_1^2$$

Resulta

$$a_1 = \sqrt{F_1/\alpha}$$

El esquema de cálculo se observa en la Figura VI-37, del análisis del mismo

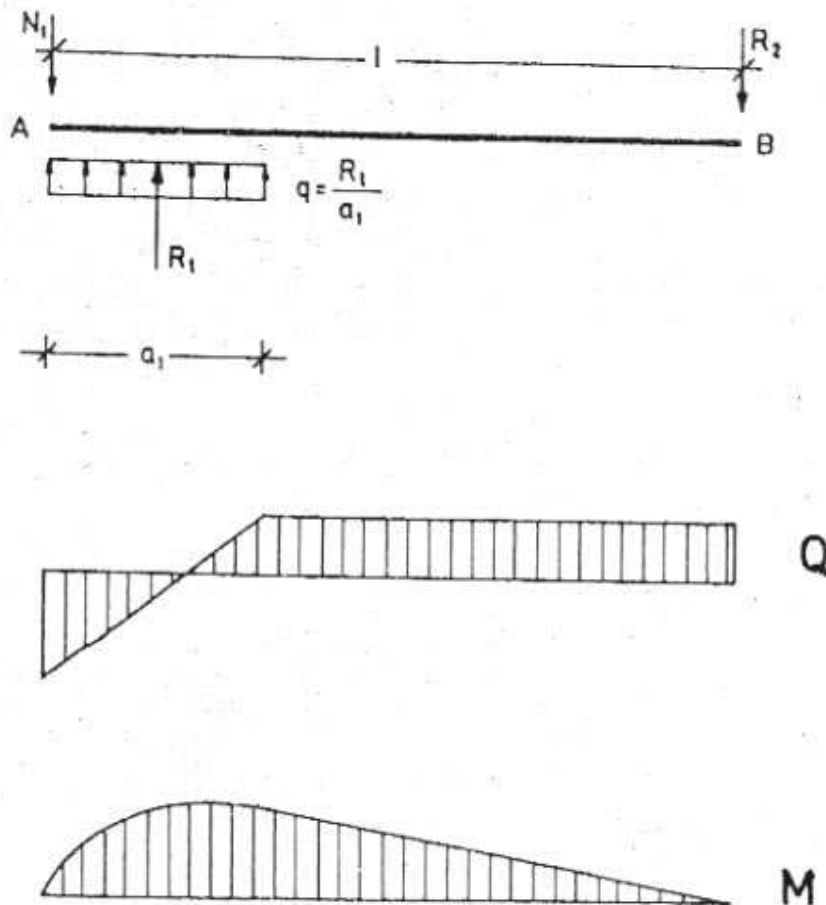


Figura VI.37.

Surge que la viga cantilever, descarga la columna auxiliar C_2 y eleva la carga sobre la base excéntrica, luego el lado a_1 no debe ser excesivamente grande, pues la descarga en C_2 aumentaría.

2) Tomando momentos respecto de B, se determina R_t

$$R_t \left(1 - \frac{a_1}{2} \right) = \gamma \cdot N_1 \cdot l$$

$$R_t = \gamma \cdot N_1 \frac{l}{\left(1 - \frac{a_1}{2} \right)}$$

Se calcula ahora R_2 , reacción en el apoyo B.

$$R_2 = R_1 - \gamma \cdot N_1$$

Se debe verificar que

$$N_2 \geq 1,5 R_2$$

De lo contrario, se debe trabajar con un valor de a_1 menor. Obtenido R_t ahora determinar a_2 :

$$a_2 = \frac{R_1}{\sigma_{\text{tadm}}}$$

- 3) Se procede al cálculo de las solicitaciones en la base excéntrica tal cual lo explicado oportunamente, con $\sigma = \sigma_{\text{tadm}}$ como ordenada del volumen de tensiones.
- 4) Se procede al dimensionamiento y cálculo de la base centrada, como carga para verificación de las tensiones en el terreno se adopta:

$$N = 1,1 N_2 - 0,5 R_2$$

A la reacción R_2 , se la afecta de un coeficiente de minoración = 0,5. Como carga para el cálculo de las solicitaciones en la base se adopta:

$$N = N_2 - 0,5 R_2$$

El proceso de cálculo y dimensionamiento se efectúa tal cual lo explicado para bases centradas.

- 5) Se procede al cálculo de solicitaciones en la viga, utilizando el esquema de carga de la Figura VI – 37.
- 6) Luego se dimensiona la armadura a flexión y corte de acuerdo con lo explicado en el capítulo IV de VIGAS.

La altura de la viga se reduce de modo que el empalme con la columna central, posea poca inercia transmitiendo un esfuerzo flexor prácticamente nulo a la columna.

Esta reducción de altura debe ser tomada en cuenta al dimensionar la armadura de flexión y corte, ya que se reduce el brazo elástico y el momento de inercia.

En la Figura VI – 38 se muestra la disposición de armadura típica de una viga cantilever.

En la base excéntrica, la armadura en la dirección 2, se calcula del modo explicado en el punto VI.2.3.

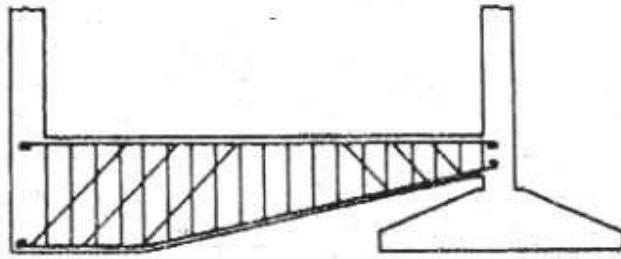


Figura VI.38.

VI.5 PLATEAS DE FUNDACIÓN

En los casos en que la presión admisible del terreno es reducida a las cargas actuantes muy elevadas, conviene adoptar como base de fundación, una losa continua que apoya sobre vigas invertidas vinculadas a las columnas.

Cuando la rigidez de la estructura de la platea es grande, y las columnas, además de estar distribuidas simétricamente, transmiten cargas muy similares, el cálculo de la platea puede realizarse suponiendo a la misma como un entrepiso de losas y de vigas, invertida, cuya carga sea la reacción del terreno, que puede admitirse como uniformemente repartida en este caso.

Si la platea no es lo suficientemente rígida, o las cargas transmitidas por las columnas no son uniformes, el cálculo deberá efectuarse según la teoría de las fundaciones continuas apoyadas en medios elásticos.

VI.6 PILOTES

VI.6.1 INTRODUCCIÓN

Cuando el suelo donde debe fundarse una estructura, alcanza capacidad portante a profundidades muy grandes, mayor de 8 a 10 metros, es preferible utilizar una fundación sobre pilotes en lugar de las zapatas ya descritas. Este tipo de fundación consiste en un cabezal rígido (en general de forma prismática) sobre el cual apoya la columna o tabique o varios a la vez; el cabezal a su vez transmite dichas cargas y los pilotes que pueden ser verticales e inclinados según el tipo de carga.

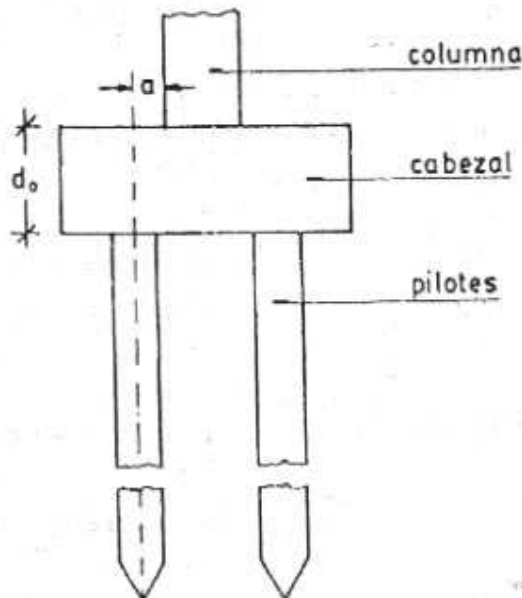


Figura VI.39.

Los pilotes pueden ser.

- prefabricados : Estos pilotes son hincados en el terreno mediante martinete, el diámetro máximo es en general de 60 cm.
- Hormigonados in situ: Se realiza primeramente la perforación en el terreno, para luego colocar la armadura y el hormigón.
- En este caso los diámetros pueden ser mucho mayores ya que no existen problemas de transporte ni de hincado.

VI.6.2 CAPACIDAD DE CARGA DE UN PILOTE

De acuerdo con el tipo de terreno los pilotes transmiten su carga al terreno de dos formas:

- a) de punta: Como su nombre lo indica la carga se transfiere a través de la punta del pilote.
- b) por fricción: Se transmite la carga mediante las fuerzas de fricción entre pilotes y suelo.

En general, todo pilote transmite su carga parte por punta y el resto por fricción, y su capacidad portante depende de sus dimensiones y de las características del terreno.

Las siguientes son algunas fórmulas aproximadas para el cálculo de la capacidad portante de pilotes.

- en arenas

$$Q_u = Q_p + Q_f = 4.n.\pi.r^2 = \frac{n_m \cdot \pi.R.L}{25} \quad \text{pilotes prefabricados}$$

$$Q_u = Q_p + Q_f = 4.n.\pi.r^2 = \frac{N_m \cdot \Pi.R.L}{50} \quad \text{pilotes hormigonados in situ}$$

- en suelos cohesivos

$$Q_u = Q_p + Q_f = 9.c_u \cdot \pi \cdot R^2 = 2.c_a \cdot \pi.R.L$$

Siendo

n = resultado del ensayo de penetración bajo la punta del pilote.

n_m = valor medio del ensayo de penetración normalizada a lo largo del fuste.

c_u = cohesión del suelo.

c_a = valor de la adherencia suelo – pilote.

R = radio de pilote.

L = largo enterrado del pilote.

Las cuatro primeras magnitudes – n , n_m , c_u , c_a , - se obtienen del estudio de suelos.

Un modo más acertado para estimar la capacidad portante de un pilote es a través de un ensayo de carga.

Para pilotes hincados suelen utilizarse las fórmulas de hinca, dos de ellas en la fórmula holandesa que expresa:

$$Q_{adm} = \frac{W_m \cdot h}{6.s} \cdot \frac{W_m}{W_m + W_p}$$

W_p = peso del pilote (t)

W_m = peso del martillo (t)

h = altura de caída del martillo en el último golpe (m)

s = rechazo del último golpe del martillo (mm)

Además de verificar la capacidad pertinente de un pilote es necesario verificar la capacidad de todo el pilotaje. A los efectos de un mejor conocimiento sobre este tema se recomienda recurrir a la bibliografía citada sobre suelos y fundaciones.

VI.6.3 CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE PILOTES Y CABEZAL

El número de pilotes necesarios después de la capacidad resistente de los mismos, el número mínimo es dos pilotes por cabezal si está arriostrado transversalmente, de lo contrario deben colocarse 3 pilotes por cabezal.

Del mismo modo un cabezal continuo que soporte varias columnas debe poseer doble fila de pilotes si no posee arriostramiento transversal.

En el cálculo de las solicitaciones en los pilotes se presentan dos casos:

a) esquemas isostáticos

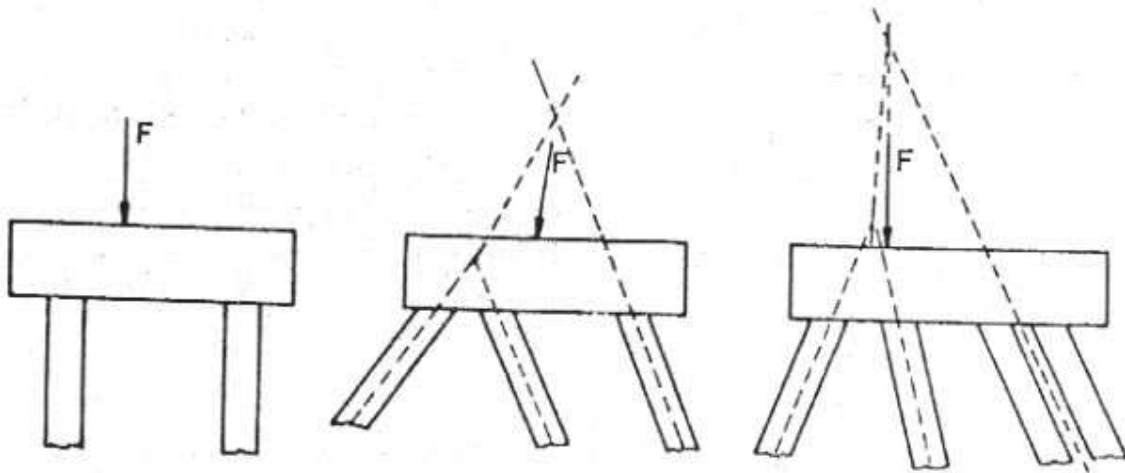


Figura VI.40.

En los tres casos de la Figura VI – 40 pueden obtenerse los esfuerzos en cada pilote mediante una descomposición de fuerzas.

b) esquemas hiperestáticos

Dado el siguiente cabezal de 6 pilotes, sobre el cual apoya una columna rectangular que transmite esfuerzos N, M_x , M_y y llamando

$e_x = \frac{M_x}{N}$; $e_y = \frac{M_y}{N}$ se puede calcular en forma aproximada, el esfuerzo

en cada pilote mediante la siguiente expresión:

$$P = N \left(\frac{1}{n} + \frac{e_x \cdot x_i}{\sum x_i^2} + \frac{e_y \cdot y_i}{\sum y_i^2} \right)$$

n = número de pilotes

x_i, y_i = coordenadas de cada pilote

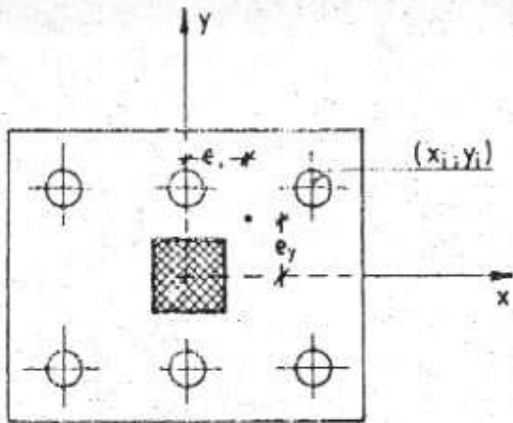


Figura VI.41.

Cuando sobre el cabezal actúa una carga horizontal resulta conveniente colocar pilotes inclinados de modo que trabajen a esfuerzos directos y no a flexión, para evitar excesivas deformaciones y fisuras peligrosas en el pilote.

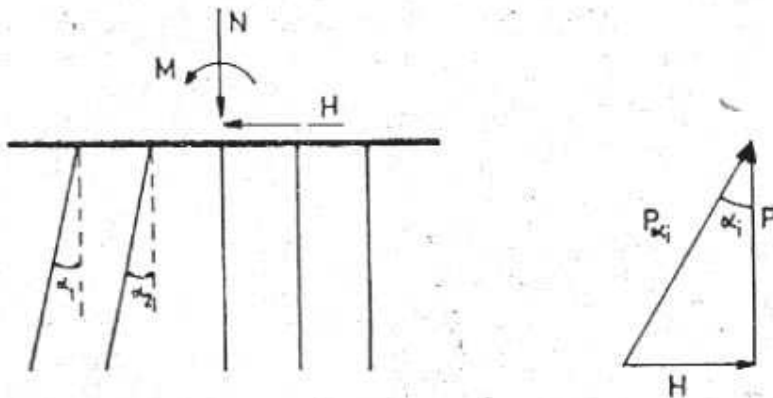


Figura VI.42.

Si P_i es la carga por pilote debido a N, M por condición de equilibrio debe ser:

$$\sum P_i \operatorname{tg} \alpha_i = H$$

Luego el esfuerzo en cada pilote inclinado resulta

$$F_{ai} = \frac{P_i}{\cos \alpha_i}$$

La carga en cada pilote debe ser menor o igual que la capacidad portante de los mismos. En lo posible hay que evitar pilotes que trabajen a tracción.

Los pilotes pueden ser de sección circular, rectangular o anular y deben dimensionarse a compresión o a flexión compuesta, según el caso.

El recubrimiento es de 5 cm, diámetro mínimo de barras longitudinales = 12 mm y cuantía mínima = 0,8 %.

Como barras transversales se utilizan, en general, estribos en forma de hélice de diámetro mínimo $\theta_h = 6$ mm, con un paso máximo de 12, θ_l y no mayor de 10 cm.

Para determinar la armadura del cabezal se calculan los esfuerzos en el mismo suponiéndolo rígido, la condición de rigidez es:

$$d_0 \geq \frac{a}{1,5}$$

Donde

d_0 = altura total del cabezal

a = distancia entre filo de columna y el pilote más alejado

La distancia entre ejes de pilotes debe ser mayor o igual que $2,5 d$, elegido d el diámetro del pilote.

La armadura principal del cabezal se puede distribuir en 2 direcciones perpendiculares entre sí, y se obtiene a través de los esfuerzos de tracción en ambas direcciones. Por ejemplo, en la Figura VI – 43 se muestra un cabezal de cuatro pilotes, llamando P_i la acción en cada uno de ellos y suponiendo $P_1 > P_2 > P_3 > P_4$ la armadura principal en la dirección x se obtiene a partir de los momentos de las fuerzas P_1 y P_2 respecto del eje 1-1 y la armadura principal en la dirección y , se obtiene a partir de los momentos de las fuerzas P_1 y P_2 respecto del eje 2-2.

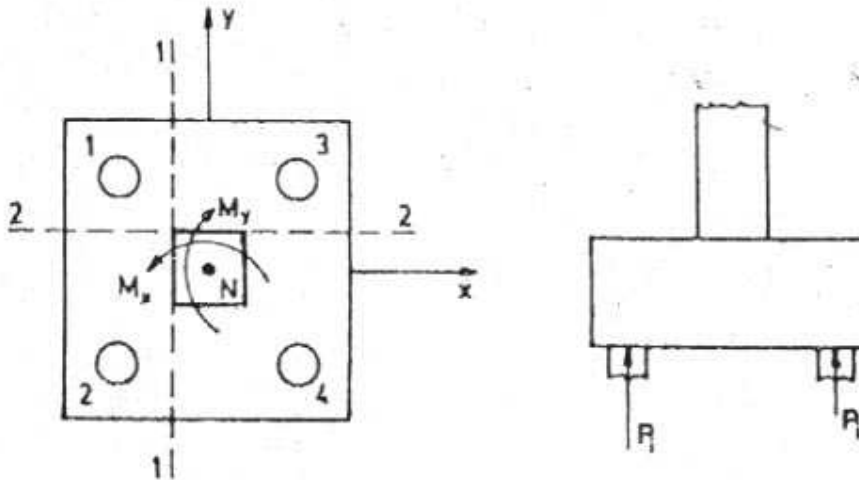


Figura VI.43.

Obtenido el momento en cada dirección, el esfuerzo de tracción T resulta:

$$T_i = \frac{M_i}{Z}$$

M_i = momento respecto del filo de columna de las cargas en pilotes

$z = 0,85 \cdot h$

r = recubrimiento ≥ 5 cm

y la armadura

$$A_{si} = \frac{T_i}{\sigma_s}$$

con

$$\sigma_s = \beta_s / 1,75$$

Esta armadura debe prolongarse en todo el largo del cabezal y anclarla convenientemente.

ΣP_i

Se debe verificar el corte en las secciones 1-1 y 2-2 adoptando $\tau = \frac{\Sigma P_i}{b_i \cdot z}$

$b_i \cdot z$

En general es preferible que la altura del cabezal sea lo suficientemente importante, para evitar la armadura de corte, colocando solamente estribos mínimos.

Se debe ubicar sobre las caras del cabezal una armadura de piel con su separación entre barras no mayor de 40 cm y de diámetro $\theta \leq 10$ cm de este modo se pueden evitar fisuras que aparecen por contracción del hormigón.

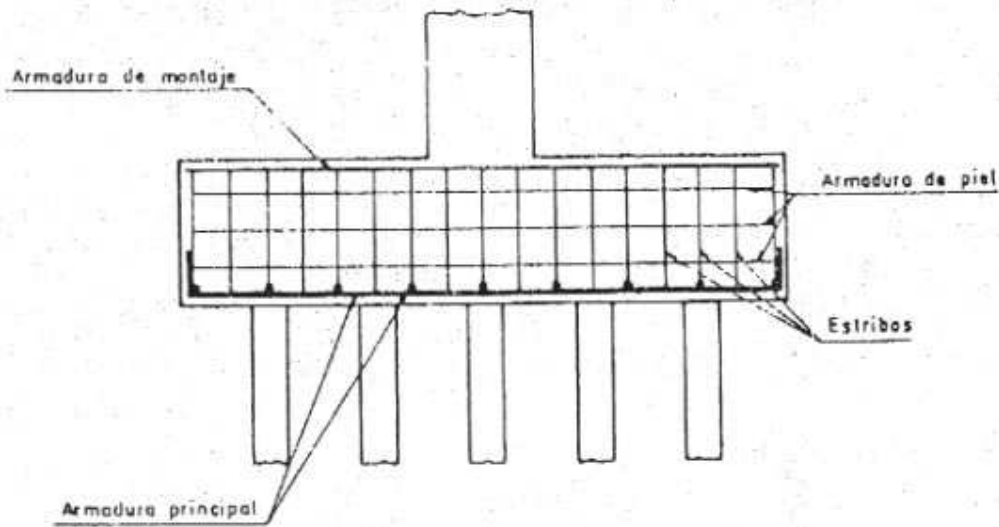
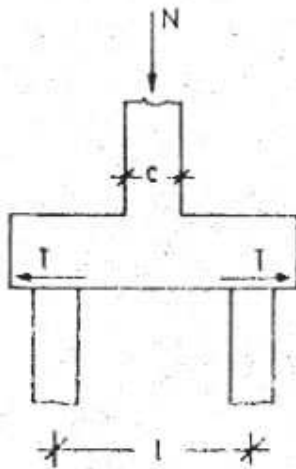


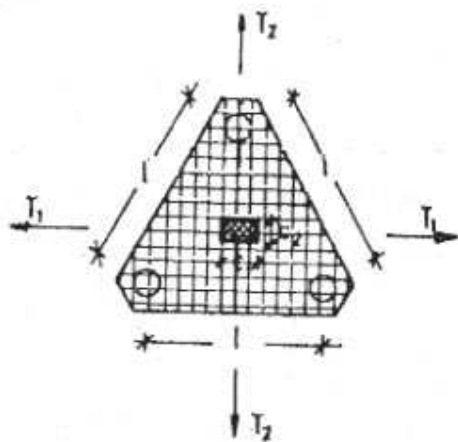
Figura VI.44.

Esfuerzos T_1 y T_2 en diferentes cabezales para carga N
 a) Cabezal de dos pilotes



$$T = \frac{N}{4} \cdot \frac{(l - c)}{z}$$

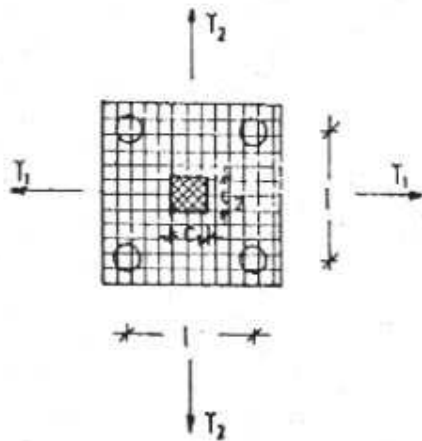
b) Cabezal de tres pilotes



$$T_1 = \frac{N}{6} \frac{(l - c_1)}{z}$$

$$T_2 = \frac{N}{3 \cdot z} \left(\frac{l}{\sqrt{3}} - \frac{c_2}{2} \right)$$

c) Cabezal de cuatro pilotes



$$T_1 = \frac{N}{4} \frac{(l - c_1)}{z}$$

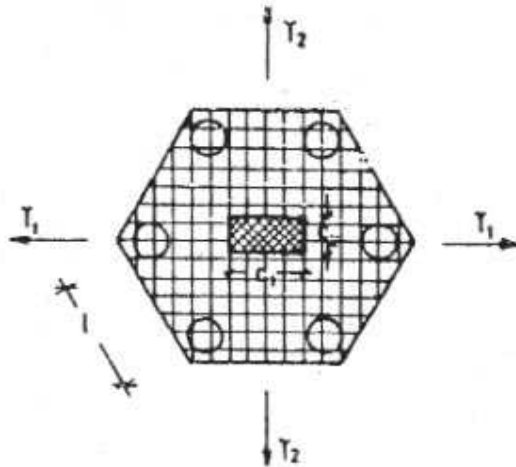
$$T_2 = \frac{N}{4} \frac{(l - c_2)}{z}$$

d) Cabezal de cinco pilotes

$$T_1 = \frac{N}{5} \cdot \frac{(l - c_1)}{z}$$

$$T_2 = \frac{N}{5} \cdot \frac{(l - c_2)}{z}$$

e) Cabezal de seis pilotes



$$T_1 = \frac{N}{6 \cdot z} (2 \cdot l - 1,5 c_1)$$

$$T_2 = \frac{N}{6 \cdot z} (1,73 - c_2)$$

los efectos del dimensionamiento se supone que la carga P es llevada al empotramiento a través de una fuerza de compresión D_p y una fuerza Z_p de tracción en la parte superior de la ménsula, el valor de Z_p resulta:

$$Z_p = P \frac{a}{2}$$

Donde

$$Z = 0,85 \cdot h$$

La armadura necesaria resulta:

$$A_s = \frac{Z_p}{\sigma_s} \quad (\text{cm}^2)$$

donde

$$\sigma_s = \frac{\beta_s}{1,75}$$

Si en lugar de la carga vertical P, actúa una fuerza horizontal H el esfuerzo Z resulta:

$$Z_H = H \left(1 + \frac{\Delta h}{Z} \right)$$

$$A_s = \frac{Z_H}{\sigma_s}$$

Cuando actúan simultáneamente (P + H), el esfuerzo de tracción Z resulta la suma de los valores anteriores, o sea

$$Z = P \frac{a}{z} + H \left(1 + \frac{\Delta h}{z} \right)$$

Si las cargas actuantes son importantes es necesario verificar las tensiones de compresión inclinadas que siguen la dirección de D, (Figura VII – 3).

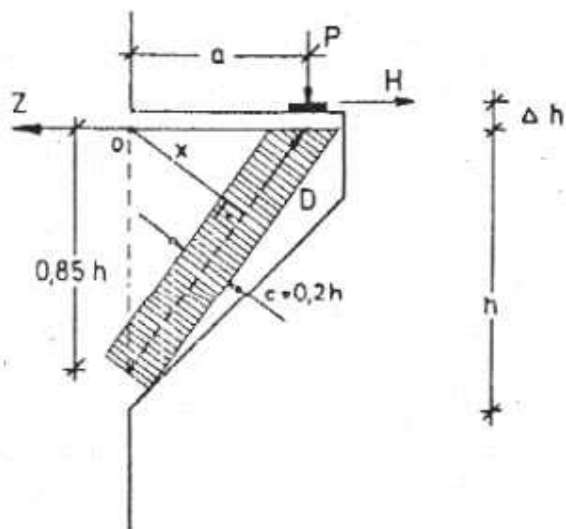


Figura VII.3.

La distancia de la recta de acción de D respecto del punto Q es:

$$x = \frac{0,85 \cdot b \cdot a}{\sqrt{0,72 \cdot h^2 + a^2}}$$

Luego, tomando momentos respecto del punto 0, el esfuerzo D resulta

$$D = \frac{P \cdot a + H \cdot \Delta h}{x}$$

La comprobación de la tensión de compresión se efectúa del siguiente modo, en el plano de las fuerzas se adopta como ancho de biela el valor $c = 0,2 h$ y se admite como tensión máxima de compresión, suponiendo una distribución rectangular, el valor de $0,95 \beta_R$; luego el ancho necesario b_{nec} de la ménsula corta deberá ser:

$$b_{nec} \geq \frac{\gamma \cdot D}{0,19 \cdot h \cdot \beta_R}$$

Donde $\gamma = 2,1$

O sea

$$b_{nec} \geq 11 \frac{D}{h \cdot \beta_R}$$

La armadura principal debe ubicarse en la parte superior de la ménsula sobre todo el largo a y a partir del borde de empotramiento se debe dejar largo de anclaje suficiente y en lo posible formando bucle.

Las fuerzas de tracción originadas por las tensiones de compresión creadas por D deben ser absorbidas mediante estribos horizontales, distribuidos en la altura de la ménsula. Se puede adoptar como armadura de estribos:

$$A_{sE} \geq \frac{1}{3} A_{s \text{ principal}}$$

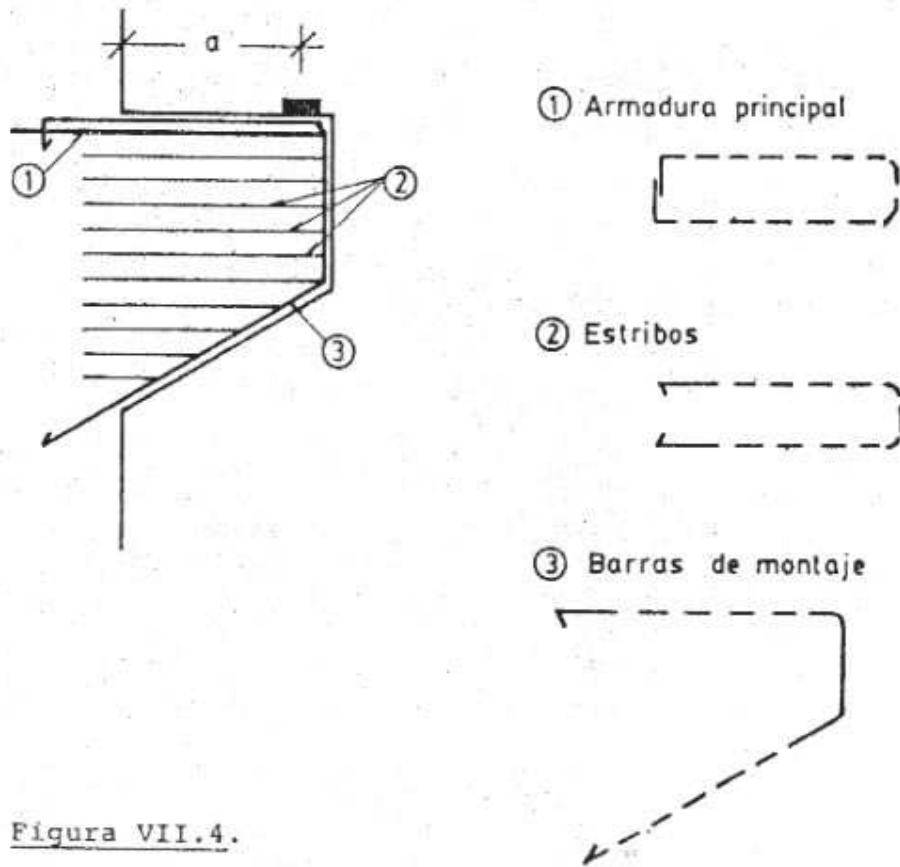


Figura VII.4.

Si la carga P cuelga de la ménsula corta, debe llevarse dicha fuerza hacia arriba mediante una armadura adecuada y con suficiente anclaje, para luego determinar las armaduras principales de acuerdo con lo explicado.

Si la ménsula corta sirve de apoyo para una viga se puede proceder del siguiente modo (Figura VII – 5):

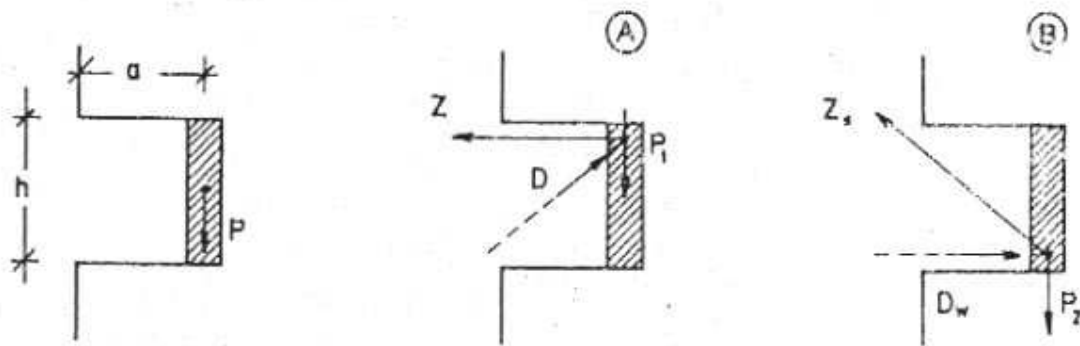


Figura VII.5.

Se supone que una parte de la carga $P_1 = 0,6.P$ es absorbida mediante el esquema de armado A, que es el explicado anteriormente.

Una carga $P_2 = 0,6 P$ se supone que cuelga de la ménsula apareciendo en consecuencia una fuerza de tracción inclinada Z_s y una fuerza de compresión D_w horizontal, cuyas magnitudes son:

$$D_w = \frac{P_2 \cdot a}{0,85 \cdot h}$$

$$Z_s = \sqrt{D_w^2 + P_2^2}$$

Z_s

$$A_s = \frac{P}{\sigma_s \beta_s}$$

$$\sigma_s = \frac{P}{1,75 z}$$

En el caso de ménsulas donde $d \geq 2a$, se dimensionará la armadura adoptando como altura de cálculo $h = 2a$, medida desde el borde inferior de la ménsula.

$$Z_p = P \frac{a}{z}$$

siendo

$$z = 0,85. h = 0,85.2.a = 1,7.d$$

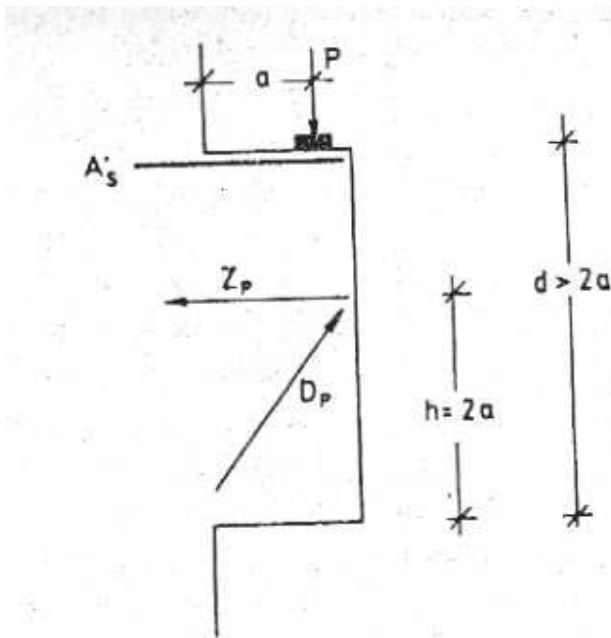


Figura VII.6.

Luego

$$Z_p = \frac{P}{1,7}$$

La armadura a colocarse a una altura h, medida desde el borde inferior resulta:

$$A_s = \frac{Z_p}{\beta_s / 1,75}$$

En el borde superior debe colocarse una armadura $A'_s = A_s$

VII. 2 VIGAS DE GRAN ALTURA O VIGAS PARED

Se denomina viga pared el elemento estructural de superficie plana que está sometido a cargas contenidas en un plano, y para el cual no son válidos los principios de vigas esbeltas (conservación de secciones planas).

Se consideran vigas pared a aquellos elementos que cumplen las siguientes condiciones (ver Figura VII - 7).

$$- \text{Viga de un tramo} \frac{d}{l} > 0,5$$

-

- Viga de 2 tramos o tramo extremo de viga continua----- $d/l > 0,4$
- Tramos interiores de vigas continuas ----- $d/l > 0,3$
- Ménsulas----- $d/l > 1$

En vigas pared el brazo elástico z no resulta igual a $0,85 \cdot h$ como en vigas esbeltas, sino que se obtienen valores menores aumentando de este modo la armadura.

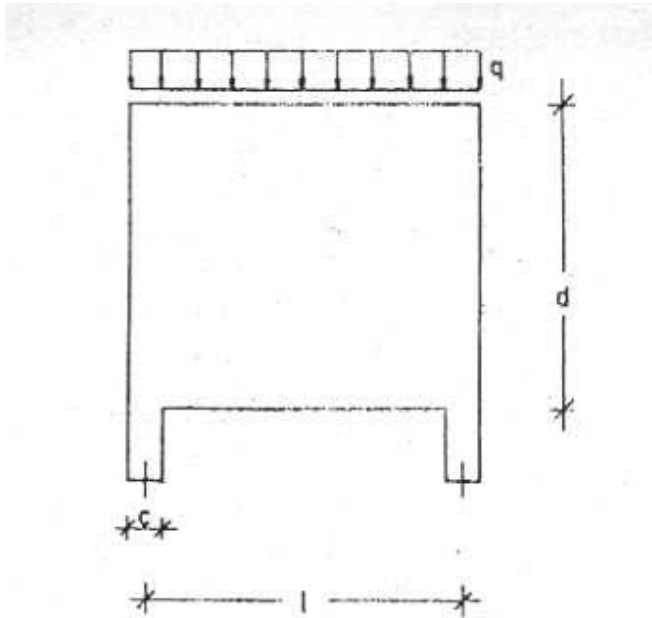


Figura VII.7.

Los esfuerzos de tracción se tramo y apoyo Z_F y Z_s se pueden determinar mediante el siguiente esquema de cálculo aproximado: se resuelve la estructura, ya sea viga simplemente apoyada, continua o en ménsula, como si fuera una viga esbelta, luego los esfuerzos de tracción Z_F y Z_s resultan:

$$Z_{Fi} = \frac{M_{Fi}}{z_{Fi}} \quad ; \quad Z_{si} = \frac{M_{si}}{z_{si}}$$

- M_{Fi} = momento flexor en el tramo;
- M_{si} = momento flexor en el apoyo;
- Z_{Fi} = esfuerzo de tracción a tomar con armadura en el tramo;
- Z_{si} = esfuerzo de tracción a tomar con armadura en el apoyo;
- z_{Fi} = brazo elástico en el tramo;
- z_{si} = brazo elástico en el apoyo.

Los valores z_F y z_s resultan:

- Vigas de un tramo

para $0,5 < d/l < 1,0$
$$z_F = 0,3 \cdot d \left(3 - \frac{d}{l} \right)$$

para $d/l \geq 1,0$
$$z_F = 0,6 \cdot l$$

- Vigas de dos tramos y tramos extremos de vigas continuas

para $0,4 < d/l < 1,0$
$$z_F = z_s = 0,5 \cdot d \left(1,9 - \frac{d}{l} \right)$$

para $d/l \geq 1,0$ $z_F = z_s = 0,45 \cdot l$

- Tramos interiores de vigas continuas

para $0,3 < d/l < 1,0$ $z_F = z_s = 0,5 \cdot d \left(1,0 - \frac{d}{l}\right)$

para $d/l \geq 1,0$ $z_F = z_s = 0,4 \cdot l$

- Ménsulas

para $1,0 < d/l < 2,0$ $z_s = 0,65 \cdot l + 0,1 \cdot d$

para $d/l \geq 2,0$ $z_s = 0,85 \cdot l$

La armadura para tramos y apoyos resulta:

$$A_{sF} = \frac{Z_F}{\sigma_s} \quad ; \quad A_{ss} = \frac{Z_s}{\sigma_s}$$

donde

$$\sigma_s = \frac{\beta_s}{1,75}$$

Disposición de la armadura principal de tramos y apoyo

La armadura correspondiente al o los tramos se distribuirá, cualquiera sea el esquema, en una altura

$$h' = 0,1 \cdot l$$

$$h' = 0,1 \cdot d$$

se adopta la menor de las dos.

La armadura correspondiente a los apoyos se distribuirá del siguiente modo:

en apoyos de vigas continuas : Figura VII – 8 en sombreado se indica la zona de distribución de armadura A_{ss}

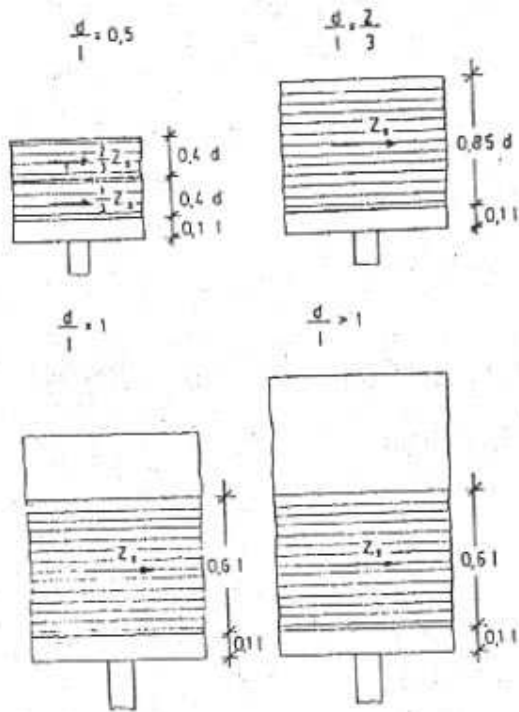


Figura VII.8.

en apoyos de ménsulas: Figura VII - 9

en apoyos de ménsulas: Figura VII-9

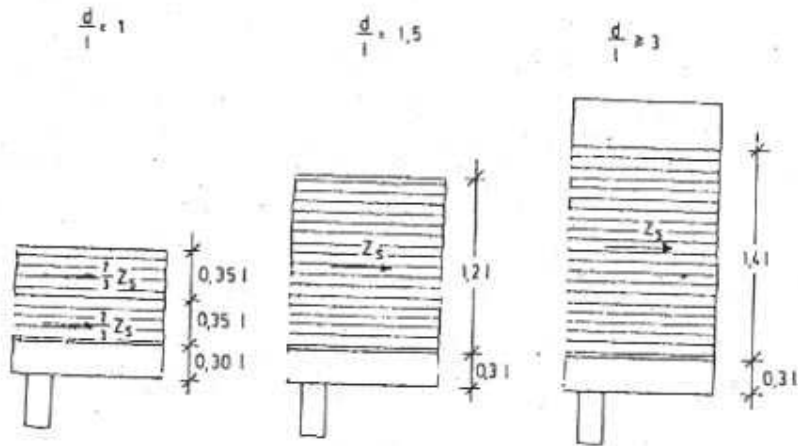


Figura VII.9.

La armadura principal de tramo se prolongará sin reducciones hasta los apoyos.

El 50 % de las armaduras de apoyos se prolongarán en toda la luz de los tramos adyacentes, y el resto se llevará en un largo $l_i/3$ a partir del filo de apoyo sin largo de anclaje, donde l_i es la luz de tramo adyacente.

El ancho mínimo de las vigas pared es $b = 10$ cm. Deberán ser armadas en ambas caras mediante mallas cuya sección mínima /metro debe ser:

para acero	BS t	22/34:	$2,5 \text{ cm}^2/\text{cm}$ $0,0009 \cdot b \cdot d$
Para acero	BS t	42/50 50/55	$1,5 \text{ cm}^2/\text{cm}$ $0,0005 \cdot b \cdot d$

La separación entre barras de la malla debe ser:

$$s \leq 2.b$$

ó

$$s \leq 30 \text{ cm}$$

Estas mallas ubicadas en cada cara, pueden ser consideradas como parte de la armadura principal.

Todas las cargas suspendidas, - se consideran como tales las comprendidas en un semicírculo de radio $0,5 l$ (ver Figura VII - 10) -deden ser absorbidas mediante armadura de suspensión convenientemente anclada; puede considerarse como parte de las mismas la armadura cruzada mínima en ambas caras ya citadas.

Del mismo modo, es el caso de apoyo de una viga pared sobre otra, deberá colocarse en esta última una armadura de suspensión mediante barras dobladas o estribos calculada para toda la carga, de modo de asegurar la transmisión de la reacción de una viga a la otra.

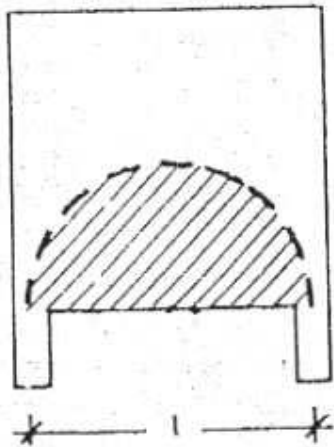


Figura VII.10.

Se deben limitar las tensiones principales de compresión en el hormigón, un cálculo aproximado es el siguiente:
Se determina la presión en el apoyo

$$p = \frac{R}{c.b}$$

c = ancho de apoyo, no debe adoptarse mayor que el 20% de la luz menor de las vigas contiguas.

b = ancho de la viga pared.

R = reacción en el apoyo.

Luego debe verificarse que

Para apoyos extremos
$$p \leq 0,85 \frac{\beta_R}{2,1}$$

Para apoyos centrales
$$p \leq \frac{\beta_R}{2,1}$$

Si la viga pared apoya en forma indirecta, o sea, no apoya sobre columna o tabique, se debe reforzar en el apoyo una zona cuadrada de lado $0,35 d$ ó $0,35 l$, la menor de las dos, con una armadura adicional que se determina del siguiente modo:

Si denominamos Q = corte en el apoyo

$$Q_{adm} = 0,10.l.b.\beta_R$$

a) Si $Q \leq 0,5 Q_{adm}$

Se dimensionará la armadura en cada cara con el 80% de Q ; esta armadura puede estar formada por las mallas mínimas y mallas adicionales y/o estribos.

b) $Q > 0,5 Q_{adm}$

c) Además de barras cruzadas y estribos, se deberán colocar barras dobladas, cada uno de los tres tipos de armado deben ser dimensionados con el 50% de Q .

No es necesaria la verificación al corte ya que se dimensiona la viga pared y su armadura para las tensiones principales de compresión y tracción.

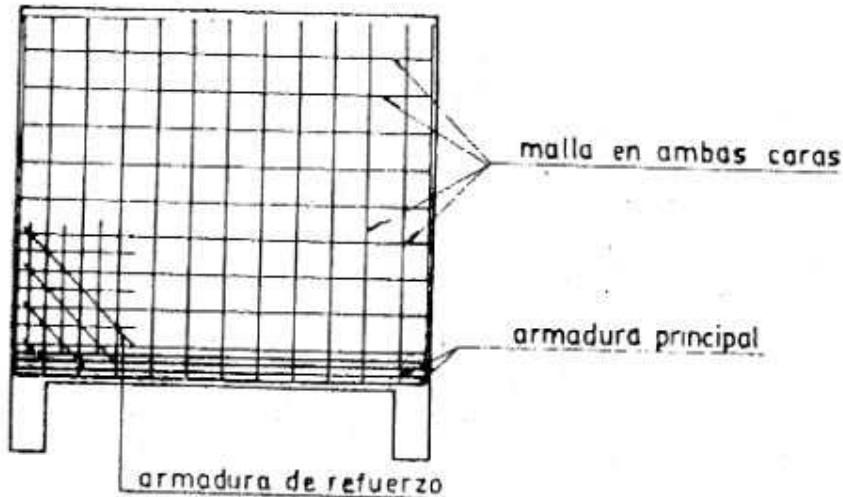


Figura VII.11.

VII. 3 TENSORES

Los tensores son elementos que trabajan a tracción, donde el hormigón no colabora siendo el acero el único material resistente. Se deben dimensionar a tracción pura de acuerdo con lo explicado en el Capítulo II, y han de limitarse las fisuras en el hormigón siguiendo los lineamientos que se explican en el Capítulo VIII.

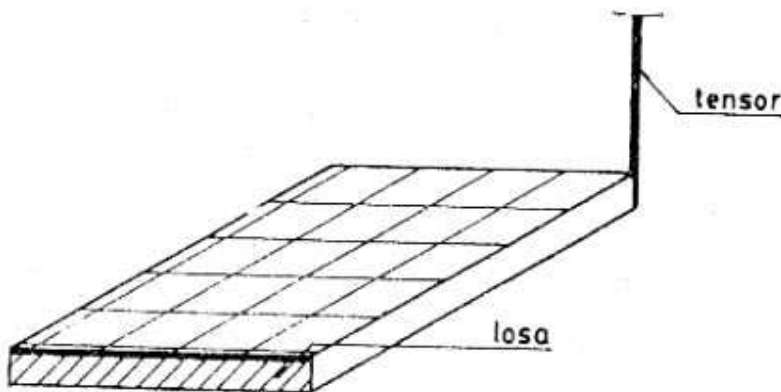


Figura VII.12.

Veamos la losa de la Figura VII-12, suspendida en una de sus esquinas por un tensor, para que éste trabaje, la losa deberá descender de modo tal que las barras de acero del tensor la acompañen entrando en carga hasta alcanzar la tensión de cálculo $\beta_s/1,75$. Cuanto mayor sea esta última, menor resulta la armadura del tensor, pero será necesaria una mayor deformación en la losa, que en algunos casos puede provocarle fisuras indeseables. Es conveniente entonces, que la tensión de cálculo utilizada en el dimensionamiento del tensor sea baja, reduciendo así la deformación de la estructura que sostiene. A modo de ejemplo, ver Figura VII - 12

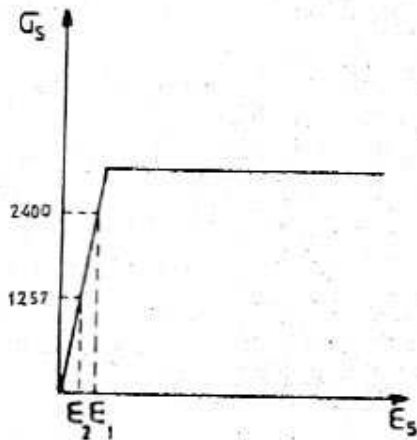


Figura VII.13.

CASO 1 $\beta_s = 4200 \text{ t/cm}^2$ tensión de cálculo: $\sigma_s = \frac{\beta_s}{1,75} = 2400 \text{ t/cm}^2$

Deformación específica de las barras: ε_1
 Descenso de la losa: f_1

CASO 2 $\beta_s = 2200 \text{ t/cm}^2$ tensión de cálculo: $\sigma_s = \frac{\beta_s}{1,75} = 1257 \text{ t/cm}^2$

Deformación específica de las barras: ε_2
 Descenso de la losa: f_2

Siendo $\varepsilon_2 < \varepsilon_1$ con
$$\varepsilon = \frac{L_f - l_0}{l_0}$$

l_0 = largo inicial del tensor

l_f = largo final del tensor

resulta $f_2 < f_1$

Un modo de evitar deformaciones excesivas sin aumentar la armadura del tensor, es provocar una tensión previa en las barras de acero que asegure la existencia del esfuerzo supuesto en el cálculo.

Un detalle constructivo muy importante a tener en cuenta es evitar que las barras se coloquen desviadas o curvadas, deben ubicarse perfectamente rectas para impedir que el acero "utilice" parte de la fuerza de trabajo para enderezarse; es decir, que el acero debe entrar en tensión al iniciarse la carga.

VII.4 ACCIONES HORIZONTALES SOBRE EDIFICIOS

Debe recordarse al proyectar la estructura resistente de un edificio, que los mismos pueden estar sometidos a esfuerzos horizontales provocados por la acción del viento, sismo o efectos dinámicos.

En el caso del viento, las caras del edificio actúan como pantallas que reciben el empuje del mismo; a mayor relación altura/lado menor del edificio, mayores resultan los efectos del viento sobre la estructura. El mismo produce efectos dinámicos que pueden traducirse en cargas horizontales y verticales sobre el edificio.

Para absorber dichos esfuerzos horizontales, puede proyectarse una estructura constituida por tabiques de hormigón armado (verdaderas ménsulas empotradas en la fundación, de gran rigidez a la flexión, o pórticos constituidos por las columnas y vigas de los entrepisos del edificio; cabe también la solución mixta, pórticos y tabiques trabajando en conjunto.

Las tres soluciones básicas que hemos dado (existen numerosas variantes) permiten absorber las cargas horizontales y verticales, trasladándose hasta la fundación.

En nuestro país, existen reglamentos referidos a la acción del viento y el efecto sísmico.

Para el estudio, análisis y solución de estos problemas se debe recurrir a la bibliografía especializada citada en esta publicación.

CAPÍTULO VIII

VERIFICACIÓN DE FLECHAS. LIMITACIÓN DE FISURAS. DISPOSICIONES DE ARMADO

VIII.1 VERIFICACIÓN DE FLECHAS

Se deben evitar excesivas deformaciones de vigas o losas pues afectan el buen servicio de la estructura propiamente dicha e influyen negativamente sobre otros elementos no estructurales del edificio: por ejemplo:

a) Aspecto estético y de funcionamiento

No es agradable observar una viga de un edificio con una flecha excesiva, y menos aún transitar por una pasarela de gran luz donde se "siente" el descenso de la misma.

b) Fisuras en muros de mampostería

Si una viga descende excesivamente, se apoyará sobre el muro de empotramiento ubicado por debajo de ella, transmitiéndole parte de la carga; en el muro, que no está en general dimensionado para soportar dicha carga, aparecerán fisuras, que si bien pueden únicamente afectar la estética del edificio, en otros casos resultan inadmisibles.

En el momento de cargar una viga de hormigón armado se producirá un descenso de la misma, denominada flecha instantánea, que puede calcularse con las fórmulas de la teoría de la elasticidad pero, teniendo en cuenta que estamos trabajando con una pieza constituida por dos materiales, hormigón y acero, donde aparecen fisuras que varían la rigidez de la pieza.

A partir del momento en que entra en carga, la flecha del elemento aumentará debido a las propiedades reológicas del hormigón (comportamiento del material, bajo carga a lo largo del tiempo), de modo que la flecha total en un instante t es la suma de la flecha instantánea más la flecha diferida.

En general, para edificios comunes, la limitación de la flecha total puede adoptarse en:

$$f \leq \frac{l}{300}$$

f = flecha total

l = luz de la pieza

En los Capítulos III y IV se han dado relaciones entre h = altura útil de la pieza y l = luz de la misma, para losas y vigas de edificios de viviendas, que de cumplirse aseguran la limitación de flecha.

Se procederá a describir un método aproximado de cálculo de flechas, instantánea y diferida; para un cálculo más preciso puede recurrirse a la metodología desarrollada en el Cuaderno 240 de la Comisión Alemana para el estudio del hormigón armado.

El valor de la flecha instantánea resulta:

$$f_0 = \alpha \cdot \frac{M \cdot l^2}{E_b \cdot J_e}$$

α = coeficiente que tiene en cuenta la sustentación y estado de carga del elemento. Figuras VIII-1 y VIII – 2 (válidos para vigas y losas armadas en una dirección)

M = momento flexor máximo en el centro del tramo o en el apoyo de ménsulas.

l = luz de la pieza.

E_b = módulo de elasticidad longitudinal del hormigón, se obtiene del Capítulo I.

J_e = momento de inercia efectivo de la sección

Siendo

$$J_p = \left(\frac{M_F}{M}\right)^2 J_b + 0,85 \left[1 - \left(\frac{M_F}{M}\right)^2\right] \frac{E_s}{E_b} \cdot A_s \cdot h^2 (1 - k_x)$$

Donde

$$M_F = \text{momento de fisuración} = \frac{\beta_{bz} \cdot J_b}{Y_G}$$

$$\beta_{bz} = \text{resistencia a la flexo – tracción} = 0,75 \sqrt{\beta_{cN}^2}$$

Y_G = distancia a la fibra más alejada del baricentro de la sección considerada homogénea

J_b = momento de inercia de la sección, considerada homogénea (ver Tabla T.70).

E_s = módulo de elasticidad longitudinal del acero.

A_s = armadura de tracción

h = altura útil.

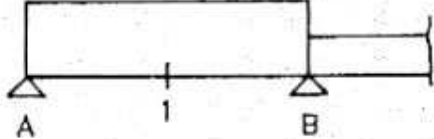
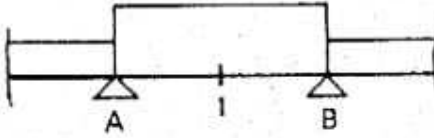
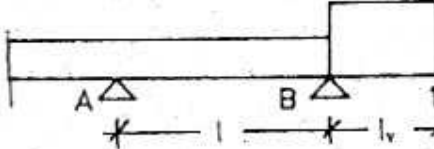
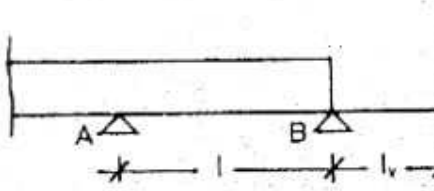
k_x = coeficiente para ubicar el eje neutro, se obtiene de las tablas K_h

Si resulta $J_e > J_b$ se debe adoptar $J_e = J_b$

ESQUEMA ESTRUCTURAL Y TIPO DE CARGA	α
	$\frac{5}{48}$
	$\frac{1}{12}$
	$\frac{1}{8} \cdot \frac{1}{6} \left(\frac{a}{l} \right)^2$
	$\frac{1}{10}$
	$\frac{1}{10}$
	$\frac{1}{12}$

ESQUEMA ESTRUCTURAL Y TIPO DE CARGA	α
	$\frac{7}{120}$
	$\frac{1}{16}$
	$\frac{1}{24}$
	$\frac{1}{4}$
	$\frac{a}{21} \left(1 - \frac{a}{3l} \right)$
	$\frac{1}{5}$

Figura VIII.1.

ESQUEMA ESTRUCTURAL Y TIPO DE CARGA	α
	$\frac{5}{48} \left(1 + \frac{M_B}{10 \cdot M_m} \right)$
	$\frac{5}{48} \left(1 + \frac{M_A + M_B}{10 \cdot M_m} \right)$
	$\frac{1}{4} \left[1 + 2 \frac{l}{l_v} \left(\frac{M_B + 2 M_m}{3 M_B} \right) \right]$
	$\frac{1}{3} \left[1 + \frac{l}{l_v} \left(\frac{M_B + 2 M_m}{2 M_B} \right) \right]$

M_A : momento flexor en el apoyo A
 M_B : momento flexor en el apoyo B
 M_m : momento flexor en el centro del tramo AB

Figura VIII.2.

Para calcular el valor de la flecha instantánea, f_0 en losas, se utiliza la expresión (I). Para losas armadas en una dirección se utilizan los valores de las tablas de las Figuras VIII - 1 y VIII - 2 para losas armadas en dos direcciones se recurre a la Figura VIII - 3, los valores de α están referidos a l_x , suponiendo $l_x \leq l_y$ y el momento en el centro de la losa M_x (dirección x), de modo que las expresiones de f_0 y J_e resultan:

$$f_0 = \alpha \frac{M_x \cdot l_x^2}{E_b \cdot J_e}$$

$$J_e = \left(\frac{M_F}{E_s} \right)^2 J_b + 0,85 \left[1 - \left(\frac{M_F}{E_s} \right)^3 \right] \cdot \frac{E_s}{A_{sx}} \cdot h^2 (1 - k_x)$$

M_x $M_x \quad E_b$

Donde k_x corresponde al dimensionamiento de la armadura en la dirección x.

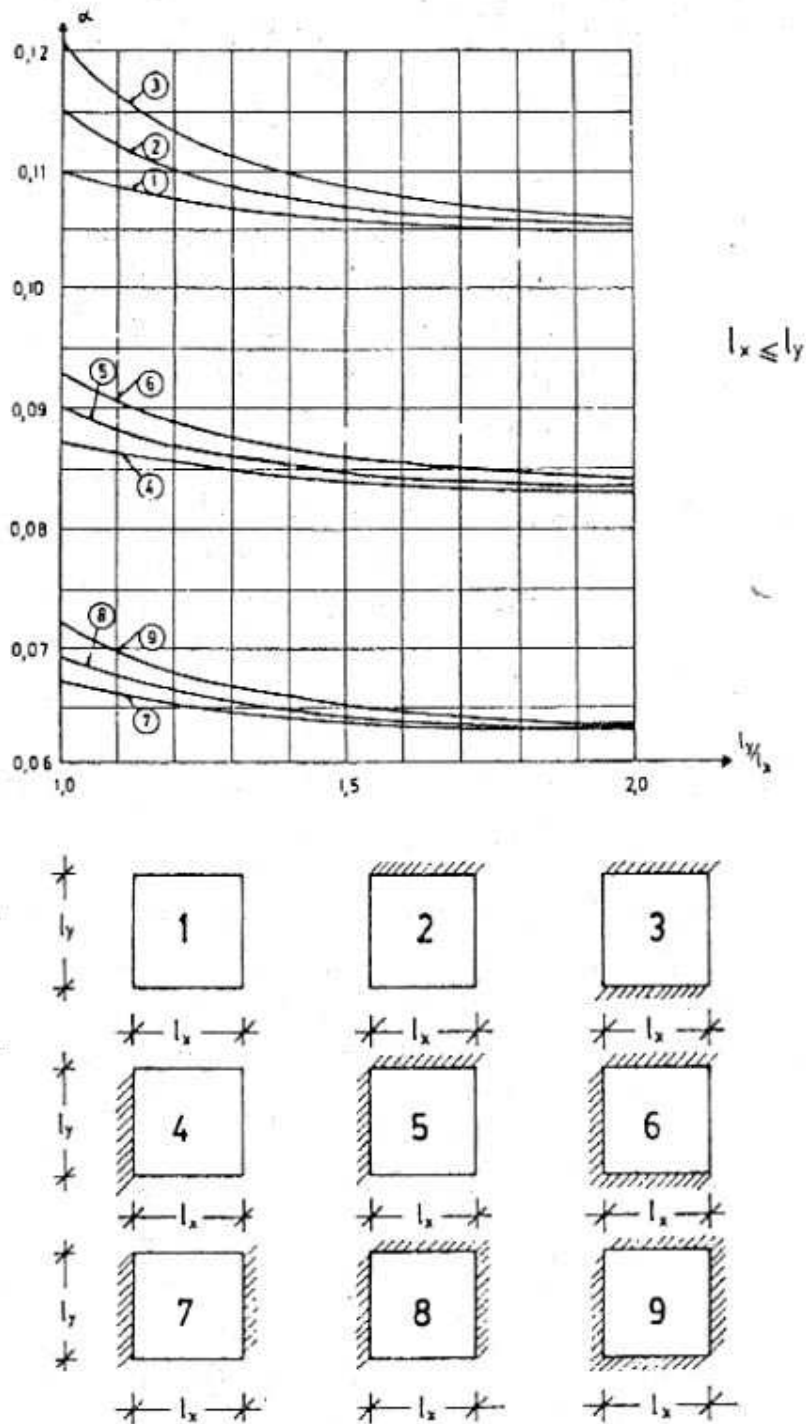


Figura VIII.3.

Para obtener la flecha total (suma de la instantánea y diferida) se mayor β veces el valor de f_0 , este factor depende del clima, de la edad del hormigón al entrar en carga y de la relación entre la armadura comprimida y traccionada; luego la flecha total resulta:

$$f_t = \beta \cdot f_0$$

El valor β se obtiene de la tabla de la Figura VIII - 4 y han sido indicados en las Recomendaciones del CEB - FIP.

VALORES DE β			
$\frac{A_{s1}}{A_s}$	EDAD DEL HORMIGÓN AL ENTRAR EN CARGA	CLIMA	
		SECO	HUMEDO
0	1 mes	3,0	2,0
	6 meses	2,0	1,5
0,5	1 mes	2,2	1,6
	6 meses	1,6	1,3
1	1 mes	1,8	1,4
	6 meses	1,4	1,2

Figura VIII.4.

VIII.2 LIMITACIÓN DE FISURAS

VIII.2.1 VERIFICACIÓN GENERAL

Se considera verificada la limitación del ancho de fisura cuando se cumple una de las siguientes tres condiciones:

$$1) \quad \mu_z \leq 0,3\%$$

donde
$$\mu_z = 100 \frac{A_s}{h \cdot b_0 (1 - k_x)}$$

h = altura útil de la sección

b₀ = ancho de la sección

k_x = se obtiene de las tablas K_h

A_s = armadura total

$$2) \quad \theta_{\text{barra}} \leq d_s$$

d_s = obtenido de la tabla de la Figura VIII-5.

CASO a: Se supone el 70% de la carga de servicio, pero no menor que la carga permanente.

CASO b: carga total.

ANCHO DE FISURA PROBABLE	d_s					
	NORMAL		REDUCIDO		MUY REDUCIDO	
	a	b	a	b	a	b
ACERO LISO BSt 22/34	28	28	28	25	28	18
ACERO NERVURADO BSt 42/50	28	16	20	12	14	8
ACERO LISO PARA MALLA BSt 50/55	12	8,5	10	5	6	4
ACERO NERVURADO PARA MALLA BSt 50/55	12	12	12	7,5	8,5	5

Figura VIII.5.

$$3) \quad \phi_{\text{barra}} (\text{mm}) \leq d_s = r \cdot \frac{\mu_z (\%)^2}{G_{s_d}^2 (\text{t/cm}^2)}$$

Los valores de r se obtienen de la tabla de la Figura VIII-6.

ANCHO DE FISURA PROBABLE	r		
	NORMAL	REDUCIDO	MUY REDUCIDO
ACERO LISO	60	40	25
ACERO CONFORMADO	120	80	50

Figura VIII.6.

Figura VIII - 6

Valores de σ_{sd}

ACERO 22/34

= 0,88 t/cm²

ACERO 42/50	= 1,68	..
ACERO 50/55	= 2,00	..

Este diámetro máximo d_s está representado en las Tablas de K_h para un estado de sollicitación de flexión compuesta con gran excentricidad (tablas T_1, T_2, T_3).

VIII.2.2 VERIFICACIÓN ESPECIAL

En los casos en que se requieren estructuras estancas, por ejemplo depósitos de líquidos, se deberá efectuar una verificación en estado I; el proceso a seguir es el siguiente:

a) Determinación de la tensión de comparación

- casos normales de estanqueidad : $\sigma_v = \sqrt[3]{\beta^2 c_N}$ (kg/cm²)

- casos especiales de estanqueidad : $\sigma_v = 0,85 \sqrt[3]{\beta^2 c_N}$

Donde β_{cN} resistencia característica cilíndrica del hormigón a utilizar

b) Determinación del espesor ideal y verificación

$$d_i = d \left(1 + \frac{\sigma_N}{\sigma_M} \right) \quad (\text{cm})$$

d : espesor de la sección transversal

$$\sigma_N = \frac{N}{A} \quad \sigma_M = \frac{M}{W}$$

A. área de la sección transversal (cm²)

W: módulo resistente de la sección transversal (cm³)

N : esfuerzo normal (kg)

M: momento flexor (kgcm)

Si: $N > 0 \quad \sigma_N > 0$

$N < 0 \quad \sigma_N < 0$

M se considera siempre positivo.

Calculado d_i , de la tabla siguiente el coeficiente η :

d_i (cm)	η
≤ 10	1
20	1,3
40	1,6
≥ 60	1,8

Luego, la condición a cumplirse es:

$$\eta \cdot (\sigma_N + \sigma_M) \leq \sigma_v$$

De no verificarse, es necesario aumentar el aspecto de la pieza.

VIII.3 DISPOSICIONES DE ARMADO

A continuación se describen en forma esquemática las directivas de armado dadas por la NORMA DIN 1045; para un estudio más amplio y profundo del tema se recomienda la lectura de la Norma y la bibliografía citada al final del libro.

VIII.3.1 SEPARACIÓN ENTRE BARRAS

La separación libre entre barras rectas, aún en zonas de empalme, debe ser 2 cm como mínimo y no inferior al diámetro d_s de las barras.

VIII.3.2 DIÁMETRO MÍNIMO DEL MANDRIL DE DOBLADO

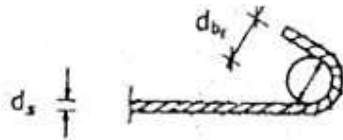


Figura VIII.7.

De la tabla siguiente se obtiene el diámetro mínimo d_{br} :

DIAMETRO DE LA BARRA d_s (mm)	d_{br}	
	BSt 22/34	BSt 42/50 50/55
	GANCHOS - ESTRIBOS	
< 20	2,5 d_s	4 d_s
≥ 20	5 d_s	7 d_s
RECUBRIMIENTO LATERAL	BARRAS DOBLADAS Y OTRAS CURVATURAS DE BARRAS (EN ESQUINAS DE PORTICOS)	
> 5 cm y > 3 d_s	10 d_s	15 d_s
≤ 5 cm y ≤ 3 d_s	15 d_s	20 d_s

Figura VIII.8.

VIII.3.3 LARGO BÁSICO DE ANCLAJE

Para el correcto funcionamiento de un elemento de hormigón armado, es imprescindible asegurar el anclaje de las barras de acero dentro de la masa de hormigón, por lo tanto las mismas deben prolongarse, a partir de la sección, en que ya no sea necesaria, en un valor denominado largo de anclaje.

En lo siguiente trataremos anclajes de tipo recto, o con terminación en ganchos o ganchos en ángulos rectos.



Figura VIII.9.

Existen otros dispositivos de anclaje mediante horquillas, barras soldadas transversalmente o dispositivos de anclajes especiales que no están tratados en esta publicación.

El largo de anclaje depende de varios factores, el primero de ellos es la posición relativa de la barra de acero dentro del elemento a hormigonar, la NORMA DIN 1056 define dos posibilidades:

POSICIÓN I: Todas las barras que durante el hormigonado estén inclinadas entre 45 ° y 90 °. Barras con inclinación menor que 45 °, ubicadas a 25 cm como máximo con respecto al borde inferior del hormigón frente a como mínimo a 30 cm debajo del borde superior del elemento constructivo o de una pieza de hormigonado.

POSICIÓN II: Todas las barras no comprendidas en la posición I.

Se define como largo básico de anclaje

$$l_0 = \frac{\beta_s}{7 \cdot \tau_{1 adm}} \cdot d_s$$

Donde

d_s = diámetro de la barra

$\tau_{1 adm}$ = tensión de adherencia hormigón – acero

		VALORES DE $\tau_{1 adm}$ (Kg/cm ²)						
		β_{CN} (Kg/cm ²)						
TIPO DE ACERO	posic	110	130	170	210	300	380	470
BSt 22/34	I	4,5	6	6,5	7	8	9	10
	II	2,25	3	3,25	3,5	4	4,5	5
BSt 42/50 50/55	I	10	14	16	18	22	26	30
	II	5	7	8	9	11	13	15

Figura VIII.10.

Si se denomina

$$K_0 = \frac{\beta_s}{7 \cdot \tau_{1 adm}}$$

Luego

$$l_0 = K_0 \cdot d_s \quad (\text{cm})$$

En la tabla siguiente se dan los valores de K_0 para BSt 42/50.

	VALORES DE K_0						
	β_{CN}						
POSICION	110	130	170	210	300	380	470
I	60	43	38	33	27	23	20
II	120	86	75	66	54	46	40

Figura VIII.11.

VIII. 3.4 LARGO REDUCIDO DE ANCLAJE

El largo básico de anclaje l_0 se puede reducir en función de la armadura colocada, se define entonces el largo reducido l_1 mediante la siguiente expresión:

$$l_1 = \alpha_1 \cdot \frac{A_{s\text{ NEC}}}{A_{s\text{ EXIS}}} \cdot l_0$$

Donde

$A_{s\text{ NEC}}$: armadura que surge del cálculo o aquella necesaria según la Norma.

$A_{s\text{ EXIS}}$: armadura colocada.

l_0 = largo básico de anclaje.

α_1 : coeficiente que depende del tipo de anclaje.

TIPO DE ANCLAJE	α_1		VALOR MÍNIMO DE l_1
	BARRA TRACCIONADA	BARRA COMPRIMIDA	
EXTREMO RECTO	1,0	1,0	$l_1 \geq 10 \cdot d_s$
GANCHO O GANCHO EN ANGULO RECTO	0,7	1,0	$l_1 \geq \frac{d_{br} + d_s}{2}$

Figura VIII.12.

Si se denomina

$$K_1 = \alpha_1 \frac{A_{s\text{ NEC}}}{A_{s\text{ EXIS}}} \cdot K_0$$

Resulta

$$l_1 = K_1 \cdot d_s \quad (\text{cm})$$

En la Figura VIII-13 aparecen los valores de K_1 para acero BSt 42/50 y $\alpha_1 = 1$. Para $\alpha_1 = 0,70$ se multiplican los valores de tabla por 0,70.

		VALORES DE K_1						
$\frac{A_{SNEC}}{A_{SEXIS}}$	POSICION	$\beta_{CN} (Kg/cm^2)$						
		110	130	170	210	300	380	470
1,0	I	60	43	38	33	27	23	20
	II	120	86	75	66	54	46	40
0,9	I	54	39	34	30	24	21	18
	II	108	78	68	60	48	42	36
0,8	I	48	35	30	26	22	18	16
	II	96	70	60	52	44	36	32
0,7	I	42	30	27	23	19	16	14
	II	84	60	54	46	38	32	28
0,6	I	36	26	23	20	16	14	12
	II	72	52	46	40	32	28	24
0,5	I	30	22	19	17	14	12	10
	II	60	44	38	34	28	24	20
0,4	I	24	17	15	13	11	10	10
	II	48	34	30	26	22	18	16
0,33	I	20	14	13	11	10	10	10
	II	40	28	26	22	18	16	14

Figura VIII.13.

VIII.3.5 ANCLAJE DE ARMADURAS EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN Y CORTE

En la Figura VIII- 14 se observa en trazo discontinuo el diagrama M/Z correspondiente al tramo extremo de una viga continua , y de tramo continuo se ha dibujado el diagrama de tracciones Z_s , obtenido a partir del decalaje del primero, de acuerdo con lo explicado en el Capítulo IV.

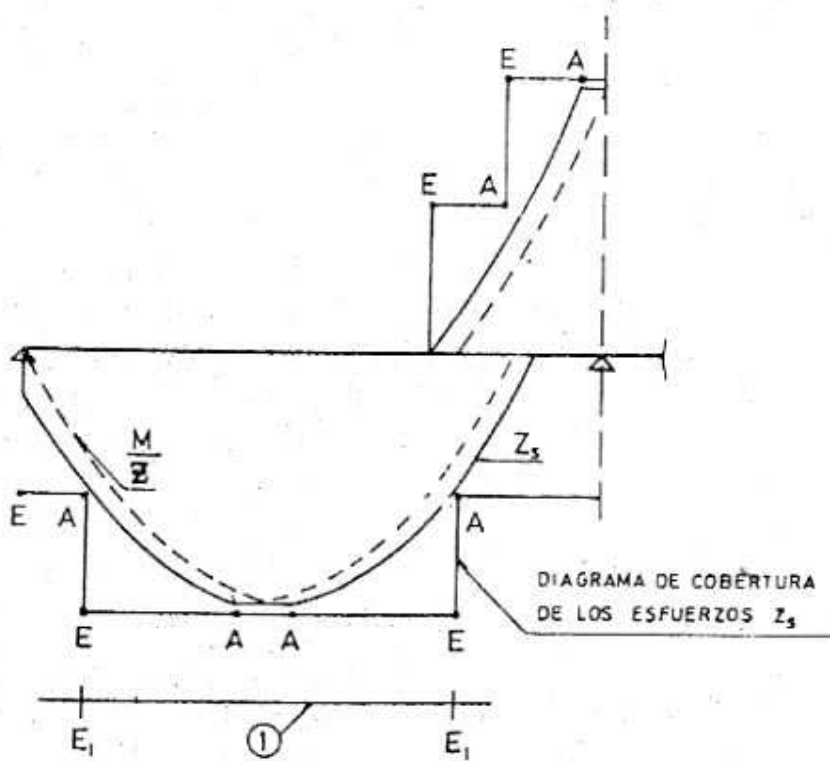


Figura VIII.14.

El diagrama de cobertura nos indica el modo en que la armadura colocada cubre el diagrama de esfuerzos de tracción Z_s . Para cada barra de acero podremos definir dos puntos:

A – punto teórico inicial: punto a partir del cual la barra ya no es aprovechada íntegramente.

E – punto Terminal de cálculo: punto a partir del cual la barra no es más necesaria.

A partir del punto E la barra debe prolongarse en una extensión igual al largo de anclaje necesario, por ejemplo en la Figura VIII – 14 la barra (I) ya no es necesaria a partir del punto E_1 , luego desde este punto hay que adicionar el largo de anclaje correspondiente.

VIII.3.5.1 ANCLAJE DE BARRAS FUERA DE LOS APOYOS

a) Anclaje de barras escalonadas, levantadas o dobladas, que no forman parte de la armadura de corte

$$l = \alpha_1 \cdot l_0$$

medida a partir del punto E.

Cuando se trata de losas armadas con barras de diámetro $d_s < 16$ mm, el largo de anclaje debe ser:

$$l = l_1$$

medida a partir de E siempre que se verifique que el largo de anclaje medido a partir de A resulta mayor o igual que $\alpha_1 \cdot l_0$.

b) Anclaje de barras dobladas que forman parte de la armadura de corte

- en zona traccionada : $l = 1,3 \cdot \alpha_1 \cdot l_0$

- en zona comprimida : $l = 0,6 \cdot \alpha_1 \cdot l_0$

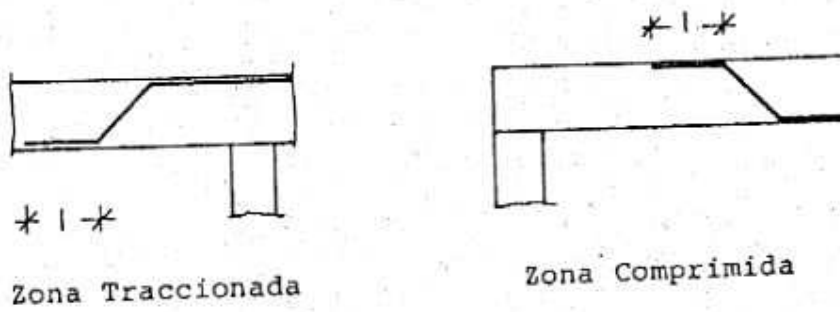


Figura VIII.15.

VIII.3.5.2 ANCLAJE DE BARRAS EN APOYOS EXTREMOS

En apoyos extremos con libre rotación o débilmente empotrados debe colocarse como mínimo una armadura inferior capaz de absorber el esfuerzo de tracción F_{SR} .

$$A_{sMIN} = \frac{F_{SR}}{\beta_s/\gamma} \geq \frac{1}{3} A_{s\ tr}$$

siendo
$$F_{SR} = Q_R \cdot \frac{v}{h} + N$$

$A_{s\ tr}$ = armadura total del tramo

Q_R = esfuerzo de corte en el apoyo

v = valor del decalaje

h = altura útil de la sección

N = esfuerzo de tracción que solicita la pieza

Esta armadura mínima no podrá ser inferior a 1/3 de la armadura en el tramo; el largo de anclaje debe medirse a partir del filo interior del apoyo y su valor resulta:

- para apoyos directos (columnas, tabiques, mampostería)

$$l = \frac{2}{3} \cdot l_1 \geq 6 \cdot d_s$$

- para apoyos indirectos (vigas, ménsula corta)

$$l = l_1 \geq 10 \cdot d_s$$

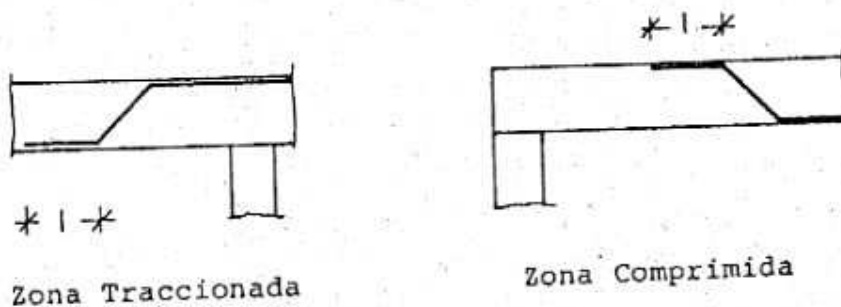


Figura VIII.15.

VIII.3.5.3 ANCLAJE DE BARRAS EN APOYOS INTERMEDIOS

En apoyos extremos con libre rotación o débilmente empotrados debe colocarse como mínimo una armadura inferior capaz de absorber el esfuerzo de tracción F_{sR} .

$$A_{sMIN} = \frac{F_{sR}}{\beta_s/\gamma} \geq \frac{1}{3} A_{str}$$

siendo:

$$F_{sR} = Q_R \frac{v}{h} + N$$

A_{str} = armadura total del tramo

Q_R = esfuerzo de corte en el apoyo

v = valor del decalaje

h = altura útil de la sección

N = esfuerzo de tracción que solicita la pieza

Esta armadura mínima no podrá ser inferior a 1/3 de la armadura en el tramo; el largo de anclaje debe medirse a partir del filo interior del apoyo y su valor resulta:

- para apoyos directos (columnas, tabiques, mampostería)

$$l = \frac{2}{3} \cdot l_1 \geq 6 \cdot d_s$$

- para apoyos indirectos (vigas, ménsula corta)

$$l = l_1 \geq 10 \cdot d_s$$

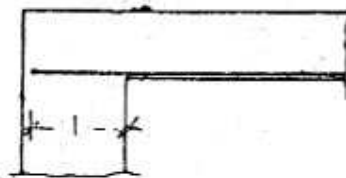


Figura VIII.16.

VIII.3.5.3 ANCLAJE DE BARRAS EN APOYOS INTERMEDIOS

Para apoyos intermedios de losas y vigas continuas, apoyos terminales con ménsulas adosadas, empotramientos y esquinas de pórticos, se deberá prolongar la armadura de tramo, por lo menos en un valor:

$$A_s \geq \frac{1}{4} A_{str}$$

El largo de anclaje medido a partir del filo interior del apoyo debe ser:

$$l \geq 6 \cdot d_s$$

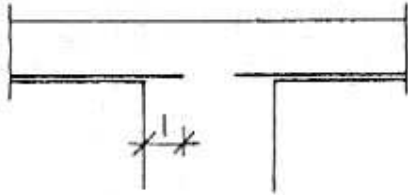


Figura VIII.17.

VII.3.6 EMPALMES DE ARMADURA

Pueden efectuarse por:

- 1) superposición de barras, ya sea con extremos rectos, con ganchos, con ganchos en ángulo recto;
- 2) empalmes roscados;
- 3) soldadura;
- 4) otros tipos.
- 5) En esta publicación solamente se tratarán los empalmes del tipo 1.
- 6) Con barras lisas no se pueden efectuar empalmes por superposición con extremos rectos o con ganchos en ángulo recto.

En una sección se puede empalmar el 100% de la armadura total si se trata de barras nervuradas y oblicuas en una misma capa.

Si las barras están ubicadas en 2 ó más capas se podrá empalmar en una misma sección el 50% de la armadura total.

Si las barras son lisas se podrá empalmar en una misma sección el 33% de armadura de cada capa.

VII.3.6.1 SEPARACIÓN MÍNIMA ENTRE LAS SECCIONES DE EMPALME Y ENTRE BARRAS

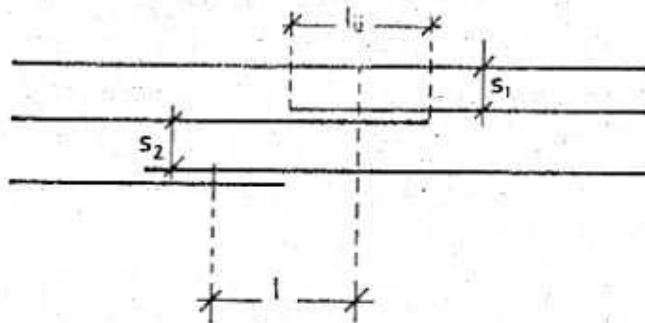


Figura VIII.18.

$$s_1 \geq d_s$$

$$\geq 2 \text{ cm}$$

$$s_s \geq 2 \cdot d_s$$

$$\geq 2 \text{ cm}$$

La distancia entre ejes de empalme debes ser:

$$l \geq 1,3 l_0$$

l_0 = largo de empalme

VIII.3.6.2 LARGO DE EMPALME DE BARRAS TRACCIONADAS

El largo de empalme viene dado por la expresión

$$l_u = \alpha_u \cdot l_1$$

donde:

l_1 = largo reducido de anclaje, de acuerdo con lo explicado en el punto VIII:3.4

El valor de l_u deberá cumplir:

$$l_u \geq 20 \text{ cm}$$

$$\geq 15 \cdot d_s \dots\dots\dots \text{ para barras con extremos rectos}$$

$$\geq 1,5 \cdot d_{br} \dots\dots \text{ para barras con ganchos o ganchos en ángulo recto, donde}$$

d_{br} = diámetro mínimo del mandril de doblado

Los valores de α_u se obtienen de la tabla de la Figura VIII. -19.

		VALORES DE α_u		
POSICION	d_s (mm)	PARTICIPACION DE BARRAS EMPALMADAS EN UNA SECCION DE UNA CAPA DE ARMADURA		
		< 20%	> 20 % < 50 %	> 50 %
I	< 16	1,2	1,4	1,6
	> 16	1,4	1,8	2,2
II	< 16	0,90	1,05	1,20
	> 16	1,05	1,35	1,65

Figura VIII.19.

VIII. 3.6.3 LARGO DE EMPALME DE BARRAS COMPRIMIDAS

El largo de empalme viene dado por la ecuación:

$$l_u = l_0$$

donde:

l_0 = largo de anclaje, de acuerdo con lo explicado en el punto VIII.3.3.

CAPÍTULO IX
ENTREPISOS PREFABRICADOS

IX.1 CONSIDERACIONES GENERALES

La necesidad de reducir los costos y racionalizar los métodos constructivos, ha dado gran impulso a la prefabricación de estructura o partes de las mismas, especialmente de lo que se refiere a entrepisos y cubiertas. Es así como se ha llegado a desarrollar una serie de entrepisos de diversos tipos, constituida por elementos prefabricados.

Las ventajas principales de esta clase de losas son las siguientes:

- a) Fabricación industrial en serie de los elementos que las componen, lo que permite un mayor rendimiento de la mano de obra, con la consiguiente reducción de costo.
- b) Posibilidad de aumentar las tensiones admisibles del hormigón, vale decir, mejor aprovechamiento del material, pues, con los procesos controlados de elaboración, colocación y curado, se logra una mayor uniformidad y calidad del hormigón.
- c) Eliminación de encofrados y disminución de los apuntalamientos a un mínimo o prescindencia total según los casos, lo que implica una considerable economía de madera y mano de obra especializada.
- d) Mayor aislamiento térmico que en las losas corrientes, debido a la alta proporción de elementos huecos por unidad de superficie y la facilidad de emplear agregados livianos, cuya presencia disminuye el coeficiente de conductibilidad térmica del hormigón.
- e) Mayor rapidez de construcción, pues ya sea que los elementos premoldeados se preparen en fábrica o en la misma obra, su colocación es inmediata. En el primer caso, además, el transporte y manipuleo de materiales sueltos se reduce a un mínimo, al mismo tiempo que se reduce el empleo de mano de obra.
- f) La simplicidad del proceso constructivo y el hecho de no requerir mano de obra especializada, facilitan al usuario la construcción de estos entrepisos.
- g) Dentro de los entrepisos prefabricados se encuentran los constituidos con viguetas de hormigón pretensado; el esquema general es el siguiente:

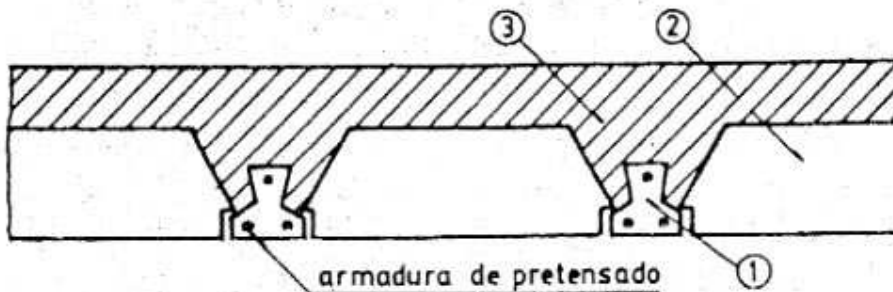


Figura IX.1.

- 1) Viguetas de hormigón pretensado, actúa como elemento resistente a la tracción, en general tiene sección rectangular, doble T ó T invertida. Están construidas con hormigón de alta resistencia característica y acero para pretensado según normas IRAM – IAS U 500 – 07 y U 500/517.
- 2) Bloque de hormigón de cemento Portland, hueco, que actúa de relleno y cuya altura prefija en primera instancia la capacidad mecánica de la estructura.
- 3) Capa de compresión constituida por hormigón y que se vierte en obra.
- 4) Los cables pretensados se ubican en 3 ó 4 cordones dispuestos como aparecen en la Figura IX – 1; cada cordón puede estar constituido por 1 ó más alambres.

La separación entre ejes de viguetas oscila entre 50 y 60 cm; asimismo para aumentar la capacidad resistente de la pieza suelen colocarse dos viguetas entre bloques huecos.

Los fabricantes de viguetas pretensadas clasifican las mismas en series o tipos de acuerdo con la sección de armadura pretensada que poseen; a su vez proveen dos tipos de tablas de dimensionamiento.

1) Tabla de cargas totales admisibles

En este caso se procede al cálculo de la carga total q que soportará el entrepiso; luego con este valor y la luz de la losa se entra en tablas obteniendo el tipo de viguetas (función de la armadura), el tipo de bloque y el espesor de la capa de compresión, cuya carga admisible q_a resulta

$$q_a > q$$

2) Tablas de momentos totales admisibles

En este caso se calcula el momento flexor máximo M que soportará el entrepiso, entrando en tablas se obtienen las características del bloque hueco, espesor de hormigón y vigueta cuyo momento M_a resulta:

$$M_a > M$$

IX.2 DETALLES CONSTRUCTIVOS

Para luces mayores que 4 m y con sobrecargas superiores a 200 kg/m^2 , se debe ejecutar una riostra transversal.

Este elemento se puede materializar por encima de bloques de menor altura, como se ve en la Figura IX -2.

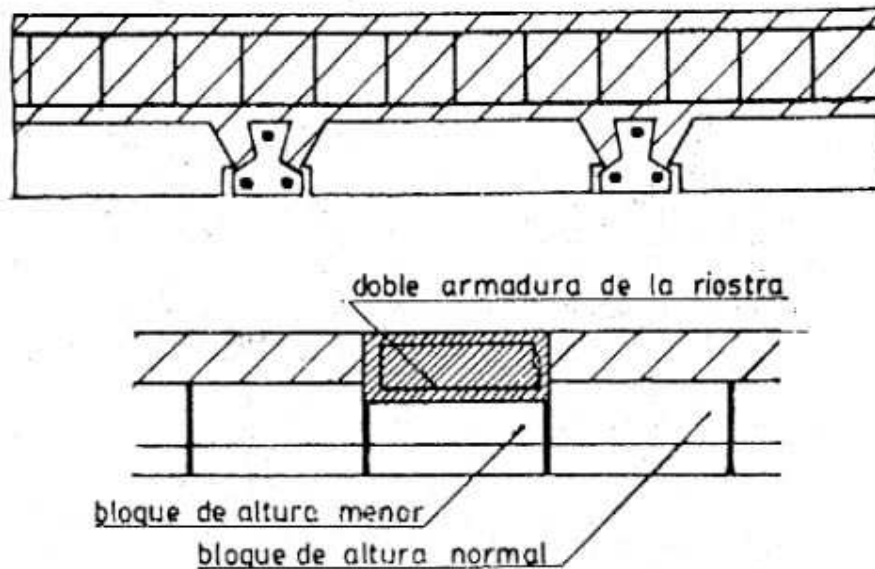


Figura IX.2.

El criterio de cálculo de la riostra es el siguiente:

- para $q \leq 350 \text{ kg/m}^2$, se dimensiona con la mitad de las solicitaciones de un nervio longitudinal.
- Para $q > 350 \text{ kg/m}^2$, se dimensiona con el total de las solicitaciones de un nervio longitudinal.

Cuando el entrepiso soporta cargas concentradas (tabiques, por ejemplo), se deberán colocar refuerzos de armadura en esa zona, se distinguen dos casos:

a) Tabique paralelo a la dirección de las viguetas

Para tabiques livianos - $p \leq 150 \text{ kg/m}^2$, se debe colocar una armadura de repartición en sentido transversal, ubicada en la capa de compresión, pudiendo abarcar 2 ó 3 nervios (Figura IX - 3).

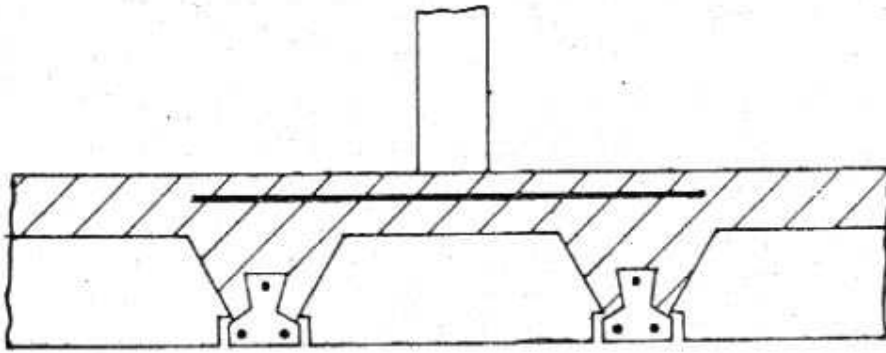


Figura IX.3.

Otra forma es ubicar 2 ó 3 viguetas apareadas por debajo del tabique debiéndose verificar la tensión de compresión en la capa superior de hormigón.

b) Tabique ubicado en sentido transversal el de las viguetas

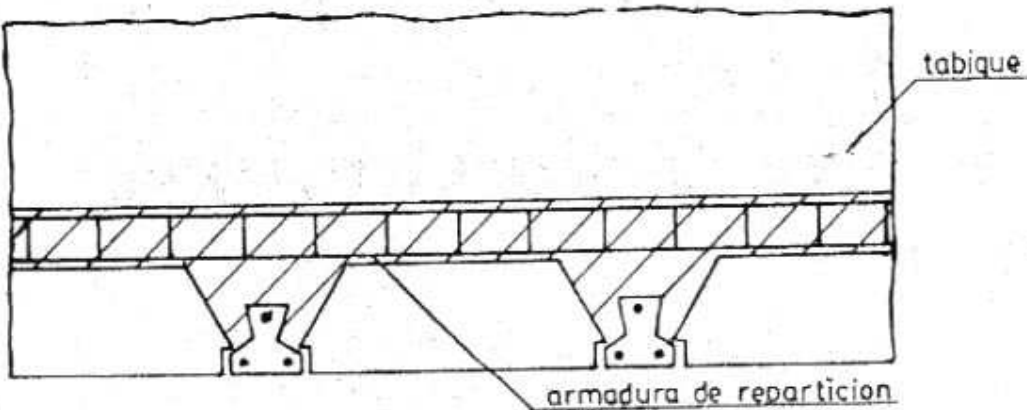


Figura IX.4.

En este caso debe considerarse el tabique como carga concentrada sobre las viguetas, si bien es conveniente colocar una armadura de reparto en la capa de compresión, ubicada bajo el tabique y en toda su extensión. Cuando se proyectan voladizos, deben colocarse armaduras en la zona superior capaces de absorber todo el momento flexor, debiéndose verificar la tensión de compresión en las viguetas pretensadas.

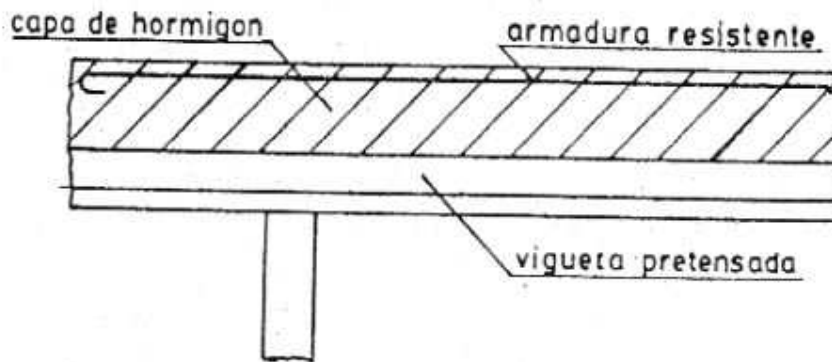


Figura IX.5.

Otro tipo de entresado prefabricado lo constituyen las losas huecas de hormigón pretensado, que pueden cubrir luces mayores de 10 m; en la Figura IX-6 se muestra un corte esquemático de este tipo de losa.

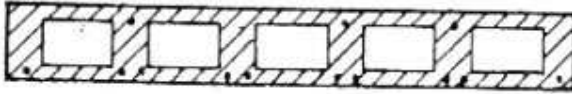


Figura IX.6.

CAPÍTULO X
EJEMPLOS DE CÁLCULO

X.1 LOSAS ARMADAS EN UNA DIRECCIÓN

Cálculo y dimensionamiento de la losa representada en la Figura X-1.

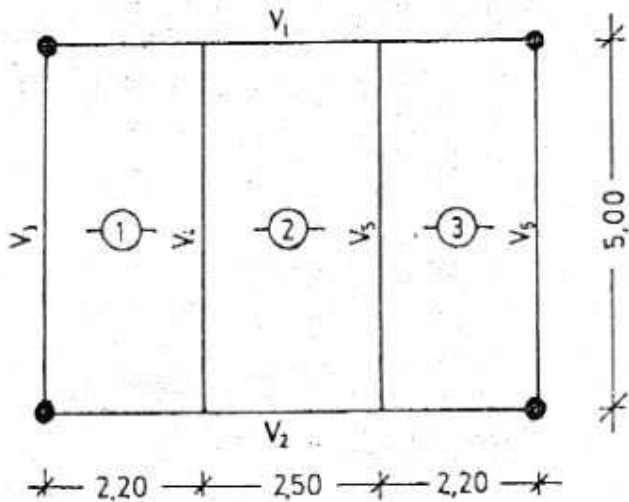


Figura X.1.

Características de los materiales

Hormigón: $\beta_{CN} = 130 \text{ kg/cm}^2$

Acero: $\beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$

LOCAL: CORREDOR DE VIVIENDA $p = 0,204 \text{ t/m}^2$

Las losas 1, 2 y 3 no proyectan como losas armadas en una dirección dadas las direcciones de las mismas.

1) Determinación de las cargas

Espesor máximo en función de la deformación:

$$h = \frac{l}{35} = 0,06 \text{ m} \text{ ----- se adopta : se adopta } h = 6,5 \text{ cm; } d = 8 \text{ cm}$$

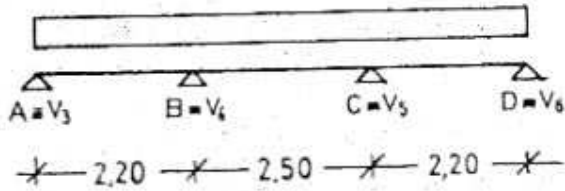
Peso propio losa $: 0,08 \cdot 0,4 \text{ t/m}^3 = 0,192 \text{ t/m}^2$

Peso propio piso y contrapiso (estimado) $= 0,060 \text{ t/m}^2$

$$g = 0,252 \text{ ..}$$

$$q = g + p = 0,456 \text{ t/m}^2$$

2) Cálculo de solicitaciones



Siendo la diferencia de luces muy pequeña se utilizará la Tabla T50; se determinan primeramente:

$$\frac{g}{q} = 0,55; \quad q \cdot l^2 = 0,456 \cdot 2,50^2 = 2,84 \text{ tm/m}$$

$$q \cdot l = 0,456 \cdot 2,50 = 1,14 \text{ t/m}$$

Luego se obtienen:

$$M_{AB} = \frac{2,84}{11,07} = 0,25 \text{ tm/m} = M_{CD}$$

$$M_B = - \frac{2,84}{9,23} = -0,31 \text{ tm/m} = M_C$$

$$M_{BC} = \frac{2,84}{20,00} = 0,14 \text{ tm/m}$$

$$Q_A = \frac{1,14}{2,35} = 0,49 \text{ tm/m} = -Q_D$$

$$Q_{IB} = - \frac{1,14}{1,64} = -0,70 \text{ t/m} = -Q_{dC}$$

$$Q_{dB} = \frac{1,14}{1,85} = 0,62 \text{ t/m} = -Q_{iC}$$

3) Dimensionamiento (Tabla T,2)

TRAMO AB - TRAMO CD

$$K_h = \frac{6,5}{\sqrt{0,25/l}} = 13,00; \quad k_s = 0,45; \quad A_s = 0,45 \cdot \frac{0,25}{0,065} = 1,73 \text{ cm}^2/\text{m}$$

TRAMO DC

$$K_h = \frac{6,5}{\sqrt{0,14/l}} = 17,37; \quad k_s = 0,44; \quad A_s = 0,44 \cdot \frac{0,14}{0,065} = 0,95 \text{ cm}^2/\text{m}$$

APOYO B - APOYO C

$$\frac{6,5}{0,31}$$

$$K_h = \frac{\dots}{\sqrt{0,32/l}} = 11,67 ; \quad k_s = 0,46 ; \quad A_s = 0,46 \cdot \frac{\dots}{0,065} = 0,19 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se adopta una separación a igual a 18 cm, que surge del valor máximo admisible.

$$a_{\max} = 15 + \frac{8}{10} = 15,8 \text{ cm}$$

Esquema de Distribución de Armadura (Ver Tabla T.55)

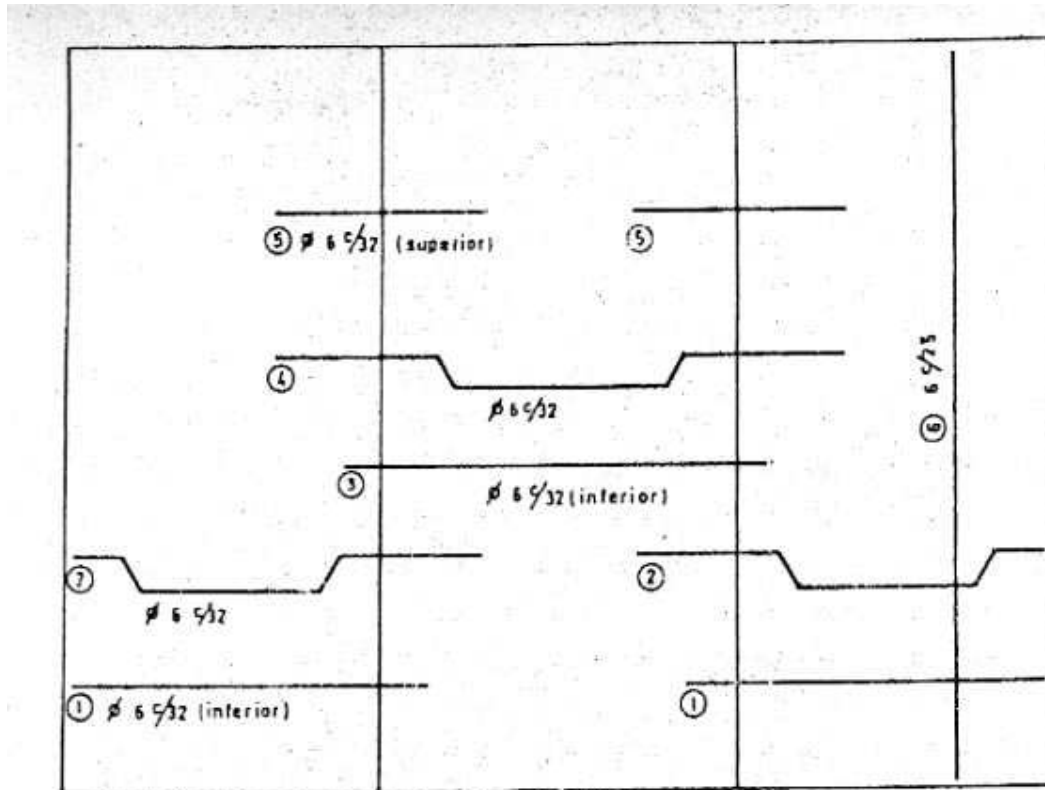


Figura X.2.

La posición (5) corresponde a la armadura adicional en apoyo y la (6) es la armadura secundaria.

4) Reacciones en vigas

$$\begin{aligned} \text{V3} & \quad r_{L1} = 0,49 \text{ t/m} \\ \text{V4} & \quad r_{L1} + r_{L2} = 0,70 + 0,62 = 1,32 \text{ t/m} \\ \text{V5} & \quad r_{L2} + r_{L3} = 0,62 + 0,70 = 1,32 \text{ t/m} \\ \text{V6} & \quad r_{L3} = 0,49 \text{ t/m} \end{aligned}$$

X.2 LOSAS ARMADAS EN DOS DIRECCIONES

Cálculo y dimensionamiento de las losas de la Figura X-3.

$$\text{Hormigón: } \beta_{cN} = 170 \text{ kg/cm}^2$$

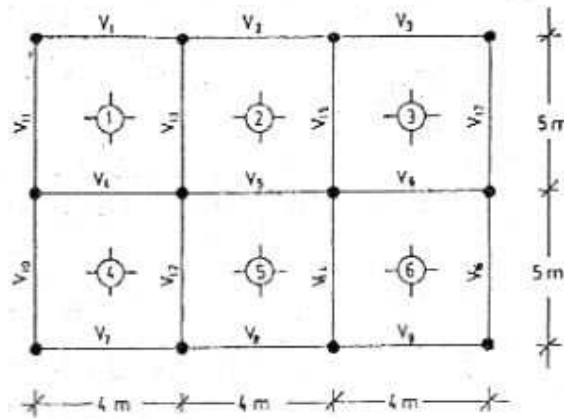
Característica de los materiales

$$\text{Acero: } \beta_{cN} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

LOCAL: OFICINAS $p = 0,255 \text{ t/m}^2$

$$p = 0,255 \text{ t/m}^2$$

Figura X.3.



Las losas se proyectan armadas en dos direcciones, dadas las dimensiones de las mismas.

1) Determinación de las cargas

Como espesor de losa se adopta:

$$h = 10,5 \text{ cm} \quad ; \quad d = 12 \text{ cm}$$

$$\text{peso propio de la losa} : 0,12 \cdot 0,6 \text{ t/m}^3 = 0,288 \text{ t/m}^2$$

$$\text{peso propio contrapiso y piso(estimado)} : = 0,100 \text{ t/m}^2$$

$$q = q + p = 0,643 \text{ t/m}^2$$

2) Cálculo de solicitaciones

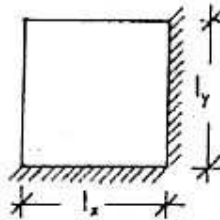
Los momentos flexores se determinan ubicando las cargas en damero.

<u>LOSAS 1 - 3 - 4 - 6:</u>	<u>Momentos en tramos</u>
$l_x = 4\text{m} ;$	$l_y = 5\text{m} \quad ; \quad l_x/l_y = 0,80$

LOSAS 1 - 3 - 4 - 6 : Momentos en tramos

$$l_x = 4 \text{ m} ; \quad l_y = 5 \text{ m} ; \quad \frac{l_x}{l_y} = 0,80$$

a)



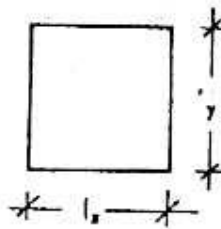
$$\text{carga :} \quad q' = g + \frac{p}{2} = 0,516 \text{ t/m}^2$$

De la tabla T.29 resulta:

$$M_x = 0,0355 \cdot 0,516 \cdot 4^2 = 0,29 \text{ tm/m}$$

$$M_y = 0,0203 \cdot 0,516 \cdot 4^2 = 0,17 \text{ tm/m}$$

b)



$$\text{carga :} \quad q' = \frac{p}{2} = 0,128 \text{ t/m}^2$$

De la tabla T.26 resulta:

$$M_x = 0,056 \cdot 0,128 \cdot 4^2 = 0,12 \text{ tm/m}$$

$$M_y = 0,0334 \cdot 0,128 \cdot 4^2 = 0,07 \text{ tm/m}$$

Momentos máximos en el tramo:

$$M_x = 0,29 + 0,12 = 0,41 \text{ tm/m}$$

$$M_y = 0,17 + 0,07 = 0,24 \text{ tm/m}$$

Momentos mínimos en el tramo:

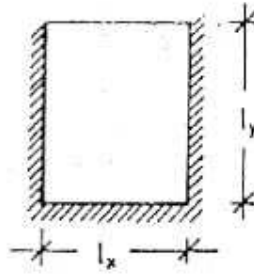
$$M_x = 0,29 - 0,12 = 0,17 \text{ tm/m}$$

$$M_y = 0,17 - 0,07 = 0,10 \text{ tm/m}$$

LOSA 2 - 5 : Momentos en tramo

$$l_x = 4 \text{ m} ; \quad l_y = 5 \text{ m} ; \quad l_x/l_y = 0,80$$

a)

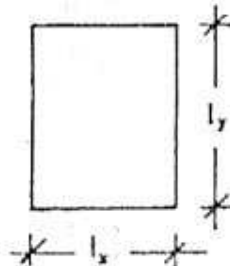


carga : $q' = g + \frac{p}{2} = 0,516 \text{ t/m}^2$

De la tabla T.30 resulta:

$$M_x = 0,0313 \cdot 0,516 \cdot 4^2 = 0,26 \text{ tm/m}$$
$$M_y = 0,0123 \cdot 0,516 \cdot 4^2 = 0,10 \text{ tm/m}$$

b)



carga : $q' = \frac{p}{2} = 0,128 \text{ t/m}^2$

$$M_x = 0,12 \text{ tm/m}$$
$$M_y = 0,07 \text{ tm/m}$$

Momentos máximos en el tramo

$$M_x = 0,26 + 0,12 = 0,38 \text{ tm/m}$$
$$M_y = 0,10 + 0,07 = 0,17 \text{ tm/m}$$

Momentos mínimos en el tramo

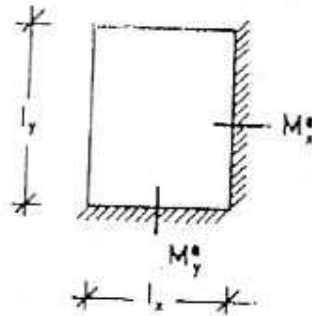
$$M_x = 0,26 - 0,12 = 0,14 \text{ tm/m}$$

$$M_y = 0,10 - 0,07 = 0,03 \text{ tm/m}$$

Momentos en apoyo

LOSA 1 - 3 - 4 - 6

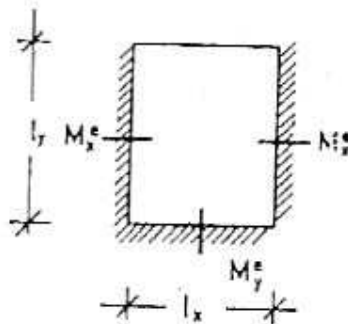
carga $q = g + p = 0,643 \text{ t/m}^2$



$$M_x^e = -0,0882 \cdot 0,643 \cdot 4^2 = -0,91 \text{ tm/m}$$
$$M_y^e = -0,0746 \cdot 0,643 \cdot 4^2 = -0,77 \text{ tm/m}$$

LOSA 2 - 5

carga $q = 0,643 \text{ t/m}^2$



$$M_x^e = -0,072 \cdot 0,643 \cdot 4^2 = -0,74 \text{ tm/m}$$
$$M_y^e = -0,0568 \cdot 0,643 \cdot 4^2 = -0,58 \text{ tm/m}$$

En definitiva, los momentos en apoyos resultan:

APOYO L1 - L4 $M = -0,77 \text{ tm/m}$
L3 - L6

APOYO L2 - L5 $M = -0,58 \text{ tm/m}$

APOYO L1 - L2 $M = -0,83 \text{ tm/m}$
L2 - L3
L4 - L5
L5 - L6

3) Dimensionamiento (Tabla T.2.)

LOSA 1 - 3 - 4 - 6

Tramo dirección x

$$K_h = \frac{10,5}{\sqrt{0,41/2}} = 16,4; \quad k_s = 0,44; \quad A_s = 0,44. \quad \frac{0,41}{0,105} = 1,72 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Tramo dirección y

$$K_h = \frac{9,5}{\sqrt{\frac{0,24}{1}}} = 19,4 ; \quad k_s = 0,44 ; \quad A_s = 0,44 \cdot \frac{0,24}{0,095} = 1,11 \text{ cm}^2/\text{m}$$

LOSA 2 - 5

Tramo dirección x

$$K_h = \frac{10,5}{\sqrt{\frac{0,38}{1}}} = 17 ; \quad k_s = 0,44 ; \quad A_s = 0,44 \cdot \frac{0,38}{0,105} = 1,60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Tramo dirección y

$$K_h = \frac{9,5}{\sqrt{\frac{0,17}{1}}} = 23 ; \quad k_s = 0,44 ; \quad A_s = 0,44 \cdot \frac{0,17}{0,095} = 0,79 \text{ cm}^2/\text{m}$$

APOYOS L1-L4 ; L3-L6

$$K_h = \frac{10,5}{\sqrt{\frac{0,77}{1}}} = 11,97 ; \quad k_s = 0,45 ; \quad A_s = 0,45 \cdot \frac{0,77}{0,105} = 3,3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

APOYO L2-L5

$$K_h = \frac{10,5}{\sqrt{\frac{0,58}{1}}} = 13,8 ; \quad k_s = 0,45 ; \quad A_s = 0,45 \cdot \frac{0,58}{0,105} = 2,5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

APOYOS L1-L2 ; L2-L3 ; L4-L5 ; L5-L6

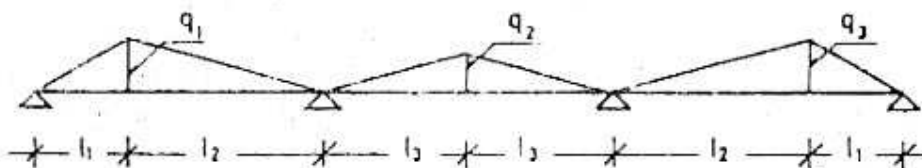
$$K_h = \frac{10,5}{\sqrt{\frac{0,83}{1}}} = 11,5 ; \quad k_s = 0,45 ; \quad A_s = 0,45 \cdot \frac{0,83}{0,105} = 3,55 \text{ cm}^2/\text{m}$$

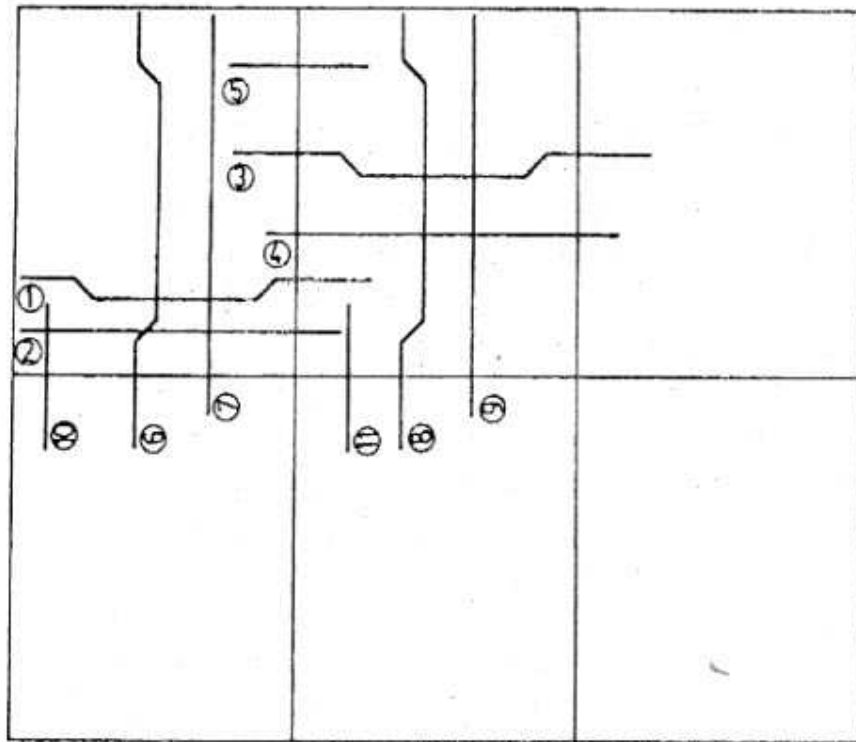
separación máxima de barras : $a = 15 + \frac{12}{10} = 16,2 \text{ cm}$

4) Reacciones en vigas

V1 - V2 - V3

V7 - V8 - V9





① $\phi 6 c/32$

② $\phi 6 c/32$ (interior)

③ $\phi 6 c/32$

④ $\phi 6 c/32$ (interior)

⑤ $\phi 6 c/16$ (superior)

⑥ $\phi 6 c/32$

⑦ $\phi 6 c/32$ (interior)

⑧ $\phi 6 c/32$

⑨ $\phi 6 c/32$ (interior)

⑩ $\phi 6 c/18$ (superior)

⑪ $\phi 6 c/40$ (superior)

Figura X.4.

$$q_1 = q_3 = 0,366 \cdot 0,643 \text{ t/m}^2 \cdot 4 \text{ m} = 0,94 \text{ t/m}$$

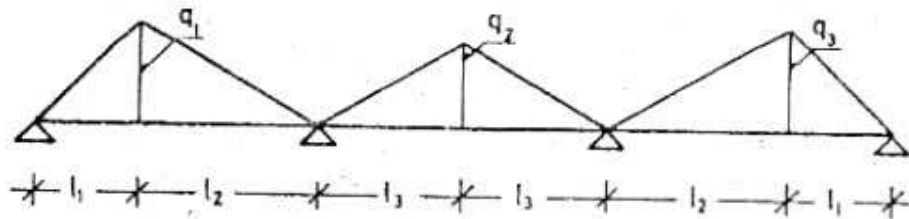
$$q_2 = 0,29 \cdot 0,643 \text{ t/m}^2 \cdot 4 \text{ m} = 0,75 \text{ t/m}$$

$$l_1 = 0,366 \cdot 4 \text{ m} = 1,46 \text{ m}$$

$$l_2 = 2,54 \text{ m}$$

$$l_3 = 0,50 \cdot 4 \text{ m} = 2,00 \text{ m}$$

V4 - V5 - V6



$$q_1 = q_3 = 2 \cdot (0,634 \cdot 0,643 \text{ t/m}^2 \cdot 4 \text{ m}) = 3,26 \text{ t/m}$$

$$q_2 = 2 \cdot (0,50 \cdot 0,643 \text{ t/m}^2 \cdot 4 \text{ m}) = 2,57 \text{ t/m}$$

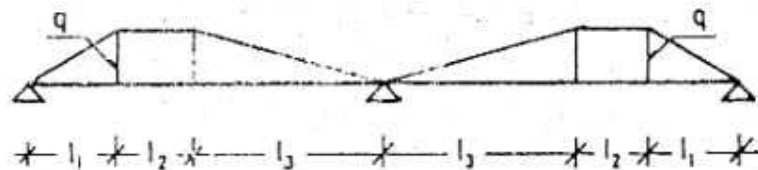
$$l_1 = 0,366 \cdot 4 \text{ m} = 1,46 \text{ m}$$

$$l_2 = 2,54 \text{ m}$$

$$l_3 = 0,50 \cdot 4 \text{ m} = 2 \text{ m}$$

V10 - V11

V16 - V17



$$q = 0,366 \cdot 0,643 \text{ t/m}^2 \cdot 4 \text{ m} = 0,94 \text{ t/m}$$

$$l_1 = 0,366 \cdot 4 \text{ m} = 1,46 \text{ m}$$

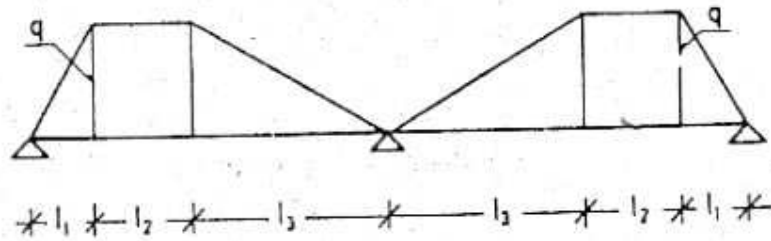
$$l_2 = 5 - 1,46 - 2,54 = 1 \text{ m}$$

$$l_3 = 0,634 \cdot 4 \text{ m} = 2,54 \text{ m}$$

V12 - V13

V14 - V15

a) Reacciones L1 - L4 (L3 - L6)



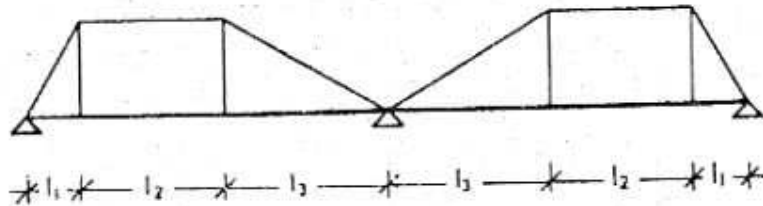
$$q = 0,634 \cdot 0,643 \text{ t/m}^2 \cdot 4 \text{ m} = 1,63 \text{ t/m}$$

$$l_1 = 1,46 \text{ m}$$

$$l_2 = 1 \text{ m}$$

$$l_3 = 2,54 \text{ m}$$

b) Reacciones L2 - L5



$$q = 0,50 \cdot 0,643 \text{ t/m}^2 \cdot 4 \text{ m} = 1,29 \text{ t/m}$$

$$l_1 = 0,29 \cdot 4 \text{ m} = 1,16 \text{ m}$$

$$l_2 = 5 - 1,16 - 2 = 1,84 \text{ m}$$

$$l_3 = 0,50 \cdot 4 \text{ m} = 2 \text{ m}$$

X. 3 VIGA SIMPLEMENTE APOYADA

Cálculo y dimensionamiento de la viga de la figura X-5.

Características de los materiales: Hormigón: $\beta_{cN} = 210 \text{ kg/cm}^2$

Acero: $\beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$

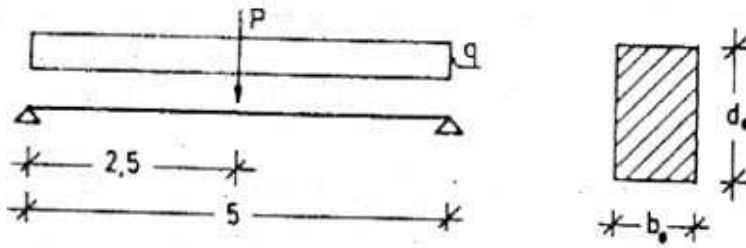


Figura X.5.

$$p = 1,5 \text{ t/m} \quad ; \quad p = 2 \text{ t}$$

La sección es rectangular de dimensiones $b = 20 \text{ cm}$ y $d_0 = 45 \text{ cm}$

1) Determinación de la carga

Peso propio de la viga: $0,20 \text{ m} \cdot 0,45 \text{ m} \cdot 2,4 \text{ t/m}^2 = 0,33 \text{ t/m}$

Luego:

$$g = 0,22 \text{ t/m}$$

$$p = 1,50 \text{ t/m}$$

$$q = 1,70 \text{ t/m} \quad P = 2 \text{ t}$$

2) Cálculo de solicitaciones

$$M_{\text{MAX}} = \frac{1,72 \cdot 5^2}{8} + \frac{2 \cdot 5}{4} = 7,88 \text{ tm}$$

$$Q_A = - Q_B = \frac{1,72 \cdot 5^2}{2} + \frac{2}{2} = 5,30 \text{ t}$$

3) Dimensionamiento

a) Flexión (Tabla T.2) $b = 42 \text{ cm}$

$$K_h = \frac{42}{\sqrt{7,88/0,20}} = 6,7 ; \quad k_s = 0,49 ;$$

$$A_s = \frac{0,49 \cdot 7,88}{0,42} = 9,19 \text{ cm}^2$$

b) Corte

$$\tau_{oA} = - \tau_{oB} = \frac{5300 \text{ kg}}{20 \text{ cm} \cdot 42 \text{ cm} \cdot 0,85} = 7,42 \text{ kg/cm}^2$$

Si se supone que los apoyos son indirectos resulta:

$$r = \frac{h}{2} = 21 \text{ cm}$$

Luego.

$$\max \tau_0 = 250 \text{ cm}$$

De la Tabla T. 57 se obtiene:

$$\tau_{012} = 7,5 \text{ kg/cm}^2$$

luego

$$\max \tau_0 < \tau_{012}$$

CASO 1

Es necesario colocar estribos capaces de absorber una tensión

$$\tau = 0,25 \cdot \max \tau_0 = 1,7 \text{ kg/cm}^2$$

4) Disposición de las armaduras

Como armadura de tramo se adoptan 3 barra de θ 20 mm (ver Tabla T.54), y los estribos necesarios se obtienen de la Tabla T.65, siendo $b = 20 \text{ cm}$ y adoptando estribos de diámetro $\theta = 6 \text{ mm}$ resulta $t = 30 \text{ cm}$, $\tau = 4,02 \text{ kg/cm}^2$, pero deben respetarse las otras condiciones reglamentarias.

- $0,8 \cdot d = 0,8 \cdot 45 \text{ cm} = 36 \text{ cm}$
- 30 cm

En definitiva se adopta la menor, o sea estribos θ 8 mc/ 30 cm, no siendo necesario doblar barras.

En la zona de donde se ubica la carga concentrada se colocará un refuerzo mediante estribos de $\theta = 6 \text{ mm}$, luego la cantidad resulta:

$$c = \frac{2 t}{2 \text{ ramas} \cdot 0,3 \text{ cm}^2 \cdot 2,41/\text{cm}^2} = 1,5$$

En definitiva se adoptan 2 θ 6 de 2 tramos.

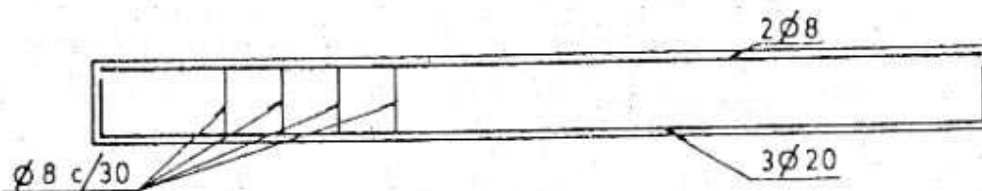


Figura X.6.

X.4 VIGA CONTINUA

Cálculo y dimensionamiento de la viga continua de la Figura X-7 y X-8.

Características de los materiales

Hormigón: $\beta_{cN} = 130 \text{ kg/cm}^2$

Acero: $\beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$

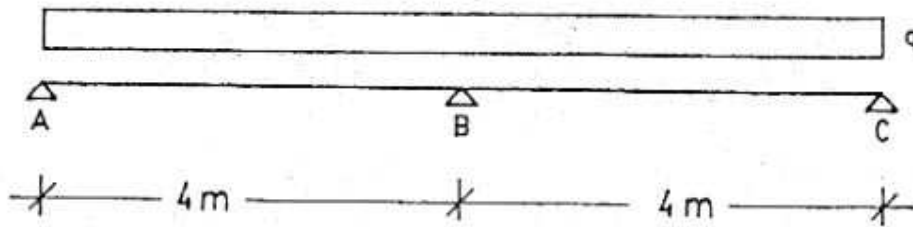


Figura X.7.

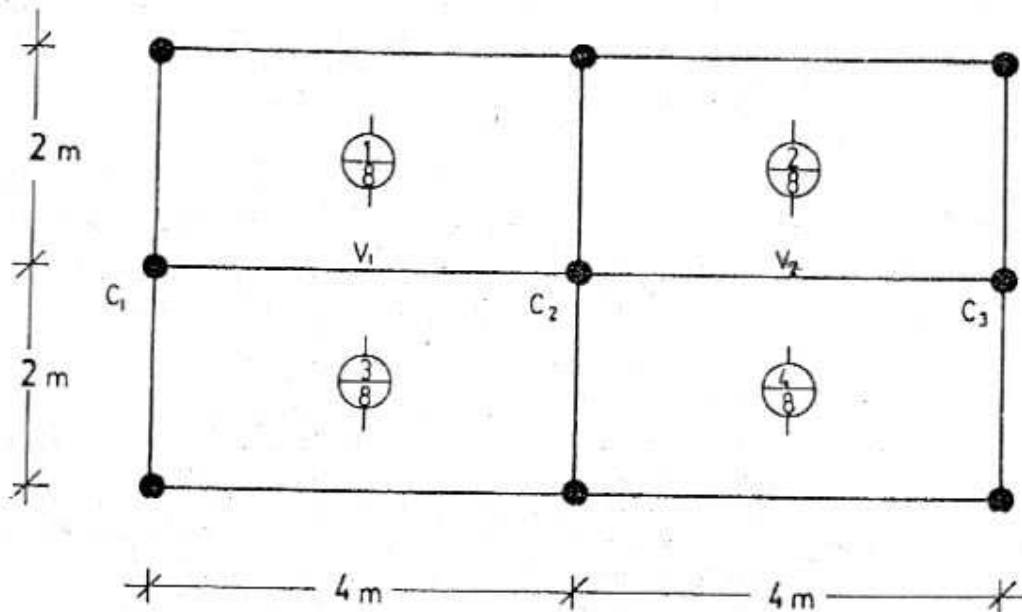


Figura X.8.

1) Determinación de las cargas

Las vigas V1 – V2 son de sección rectangular de ancho $b = 15 \text{ cm}$ y altura $d_0 = 35 \text{ cm}$, luego el peso propio de las mismas resulta:

$$g_v = 0,15 \text{ m} \cdot 0,35 \text{ m} \cdot 2,4 \text{ t/m}^3 = 0,13 \text{ t/m}$$

Sobre las vigas V1 – V2 apoya un muro de bloques huecos de hormigón de espesor = 12 cm, con una altura de 2,80 m, el cual produce una carga uniforme sobre las mismas de vañor:

$$g_m = 0,12 \text{ m} \cdot 2,80 \text{ m} \cdot 1,63 \text{ t/m}^3 = 0,55 \text{ t/m}$$

Las losas poseen una carga total de $q = 0,500 \text{ t/m}^2$, la reacción total de las mismas sobre las vigas resulta:

$$p = 2 \cdot \frac{5}{8} \cdot 0,500 \text{ t/m}^2 \cdot 2 \text{ m} = 1,25 \text{ t/m}$$

La carga total de las vigas V1 – V2 resulta:

$$g = g_v + g_m = 0,68 \text{ t/m}$$

$$p = 1,25 \text{ t/m}$$

$$q = 1,93 \text{ t/m}$$

2) Cálculo de solicitaciones

Se obtendrán los esfuerzos con la adaptación del 15 % que admite la DIN 1045, mediante la Tabla T.51.

$$g = 0,68 \text{ t/m} \quad q = 1,93 \text{ t/m} \quad g/q = 0,55$$

$$M_{AB} = M_{BC} = \frac{1,93 \cdot 4^2}{12,10} = 2,55 \text{ tm}; \quad M_B = - \frac{1,93 \cdot 4^2}{9,41} = - 3,28 \text{ tm}$$

$$Q_A = - Q_C = \frac{1,93 \cdot 4}{2,46} = 3,14 \text{ t}; \quad Q_{iB} = - Q_{dB} = - \frac{1,93 \cdot 4}{1,65} = - 4,68 \text{ t}$$

3) Dimensionamiento

Flexión

TRAMO AB

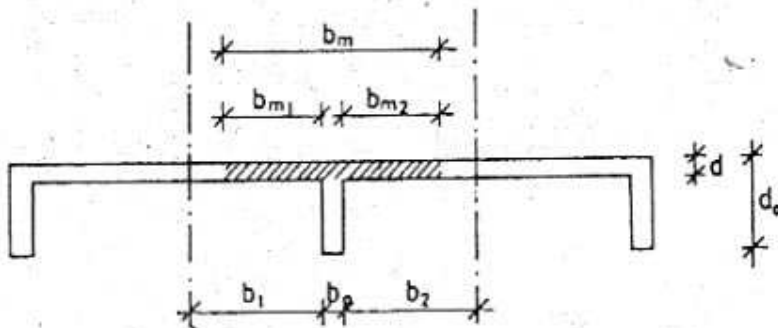


Figura X.9.

En el tramo, la losa colabora en la absorción de esfuerzos de compresión formando una sección T.

$$d = 8 \text{ cm} \quad d_0 = 35 \text{ cm} \quad h = 32 \text{ cm}$$

$$b_1 = 100 \text{ cm} = b_2 ; \quad l_0 = K \cdot l = 0,8 \cdot 400 \text{ cm} = 320 \text{ cm}$$

$$\frac{d}{d_0} = 0,23$$

$$\frac{b_1}{l_0} = 0,31$$

1) Entrando en la Tabla T.52, se obtiene

$$\frac{b_{m0}}{B_1} = 0,68$$

$$b_{m1} = 0,68 \cdot b_1 = 68 \text{ cm} = b_{m2}$$

$$b_m = b_0 + b_{m1} + b_{m2} = 15 + 68 + 68 = 151 \text{ cm}$$

$$\frac{b_m}{B_0} = \frac{151}{15} = 10,07 > 5$$

2) La armadura resulta:

$$A_s = \frac{1,75}{4,2} \left(\frac{2,55}{0,32 - \frac{0,08}{2}} \right) = 3,79 \text{ cm}^2$$

Verificación del ala da compresión

$$\frac{M}{b_m \cdot d \cdot (h - d/2)} = \frac{255000 \text{ kg.cm}}{151 \text{ cm} \cdot 8 \text{ cm} \cdot (32 - 8/2) \text{ cm}} = 7,53 \text{ kg/cm}^2$$

tiene $\alpha = 0,99$

luego resulta:

$$7,53 \text{ kg/cm}^2 < \frac{105}{1,75} \cdot 0,99 = 59,4 \text{ kg/cm}^2$$

APOYO B

$$M = - 3,28 \text{ tm}$$

$$K_h = \frac{32}{\sqrt{3,28/0,15}} = 6,84 < K^*_h$$

En consecuencia es necesario colcar armadura de compresión, de la Tabla T.2 se obtiene:

$$k_s = 0,53 \quad k_{s1} = 0,03 \quad \frac{d_1}{h} = \frac{3}{32} = 0,09$$

de tablas

$$\rho = 1,0$$

$$\rho_1 = 1,02$$

Luego:

$$A_s = 0,53 \cdot \frac{3,28}{0,32} \cdot 1,00 = 5,43 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,03 \cdot \frac{3,28}{0,32} \cdot 1,02 = 0,31 \text{ cm}^2$$

Verificación al corte

Las vigas V1 – V2 apoyan sobre las columnas C₁, C₂, C₃, que son de sección cuadrada de 20 cm de lado.

APOYO A – APOYO C

$$Q_A = - Q_C = 3,14 \text{ t}$$

$$\tau_0 = \frac{3140 \text{ kg}}{15 \text{ cm} \cdot 0,85 \cdot 30 \text{ cm}} = 7,70 \text{ kg/cm}^2$$

$$x_M = \frac{Q_A}{q} = 1,62 \text{ m}$$

$$r = \frac{1}{2} (h + q) = \frac{1}{2} (32 + 20) = 26 \text{ cm}$$

$$\text{máx. } \tau_0 = 7,70 \text{ kg/cm}^2 \cdot \frac{162 - 26}{162} = 6,46 \text{ kg/cm}^2$$

Para hormigón $\beta_{cN} = 130 \text{ kg/cm}^2$, de la Tabla T.52 se obtienen:

$$\tau_{012} = 5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{02} = 12 \text{ kg/cm}^2$$

Luego resulta

$$\tau_{012} < \text{max } \tau_0 < \tau_{02} \quad \text{CASO 1}$$

La tensión de dimensionamiento es:

$$\text{max } \tau = \frac{\text{max } \tau_0^2}{\tau_{02}} = \frac{6,46^2}{12} = 3,48 \text{ kg/cm}^2 > 0,4 \text{ max } \tau_0$$

APOYO B

$$Q_B = - Q_{dB} = 4,68 \text{ t}$$

$$\tau_0 = \frac{4680 \text{ kg}}{15 \text{ cm} \cdot 0,85 \cdot 32 \text{ cm}} = 11,47 \text{ kg/cm}^2$$

$$x_M = \frac{Q_B}{q} = 2,42 \text{ m}$$

$$r = \frac{1}{2} (h + c) = 26 \text{ cm}$$

$$\text{max } \tau_0 = 11,47 \text{ kg/cm}^2 \cdot \frac{242 - 26}{242} = 10,24 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{012} < \text{max } \tau_0 < \tau_{02} \quad \text{CASO 2}$$

La tensión de dimensionamiento resulta:

$$\text{max } \tau = \frac{\text{max } \tau_0^2}{\tau_{02}} = \frac{10,24^2}{12} = 8,74 \text{ kg/cm}^2 > 0,4 \cdot \text{max } \tau_0$$

3) Disposición de armaduras

Como armadura de tramo se adoptan 2 barras de $\theta = 14$ mm rectos y una barra $\theta = 10$ mm levantada a 45° en ambos extremos, que absorbe parte del momento flexor en el apoyo B y parte del esfuerzo de corte en el apoyo A y a la izquierda del B (área en el tramo BC).

Como armadura adicional en el apoyo B para absorber el momento negativo deberán colocarse:

$$\text{Barras levantada: } 1 \theta 10 \text{ de cada lado} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armadura necesaria en el apoyo B} = 5,43 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armadura adicional} = 5,43 - 1,57 = 3,86 \text{ cm}^2$$

Se adoptan 3 $\theta 14$

La armadura comprimida en el apoyo B ($A_{s1} = 0,31 \text{ cm}^2$) se obtiene prolongando 1 barra de $\theta 14$ sobre el apoyo.

Armadura de corte

Q_A, Q_C

$$\text{Max } \tau = 3,48 \text{ kg/cm}^2$$

Tensión de corte que absorbe: 1 $\theta 10$ doblada a 45°

$$\tau_s = \sqrt{2} \cdot T_s \cdot \max \tau / b_0 \cdot x_M$$

$$T_s = \text{de la tabla T.59} = 2657 \text{ kg}$$

$$\max \tau = 3,48 \text{ kg/cm}^2$$

$$b_0 = 15 \text{ cm}$$

$$x_M = 162 \text{ cm}$$

Luego resulta: $\tau_s = 2,75 \text{ kg/cm}^2$

Debe absorberse con estribos una tensión $\tau_B = 3,48 - 2,75 = 0,73 \text{ kg/cm}^2$

$Q_B = Q_{dB}$

$$\max \tau = 8,74 \text{ kg/cm}^2$$

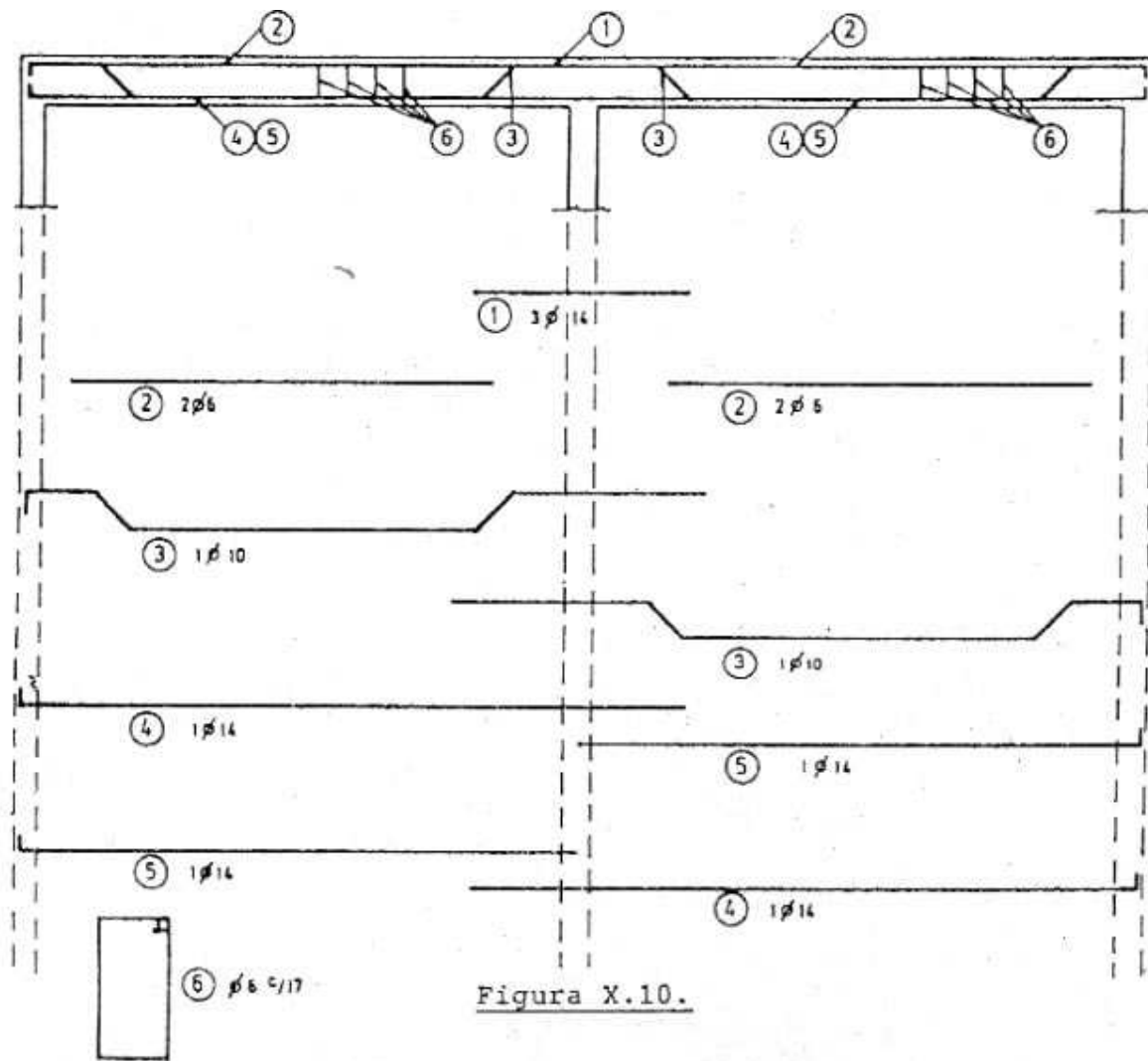
tensión de corte que absorbe: 1 $\theta 10$ doblada a 45°

$$\tau_s = \sqrt{2} \cdot 2657 \text{ kg} \cdot 8,74 \text{ kg/cm}^2 / 15 \text{ cm} \cdot 242 \text{ cm} = 3,6 \text{ kg/cm}^2$$

tensión de corte a absorber mediante estribos rectos.

$$\tau_B = \max \tau - \tau_s = 8,8 - 3,6 = 3,2 \text{ kg/cm}^2$$

Si se adoptan estribos $\theta = 6$ mm y de 2 ramas, de la Tabla T.64 se obtiene para $b_0 = 15$ cm y $\tau_B = 5,2 \text{ kg/cm}^2$, que la separación entre estribos debe ser aproximadamente 17 cm.



Sin embargo, deben cumplirse las condiciones reglamentarias que exigen para CASO 2 que t resulta:

$$t \leq 0,5 \cdot d_0 = 17,5 \text{ cm}$$

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

Dado que estas condiciones deben cumplirse en toda la viga, se adoptan como estribos $\emptyset 6 \text{ c}/17 \text{ cm}$ de 2 ramas.

X.5 COLUMNA A COMPRESIÓN PURA

Dimensionar una columna que soporta una carga normal de 40 t. las dimensiones máximas de la sección que admite el proyector son de 20 cm x 20 cm; se supone que está impedida la posibilidad de pandeo en ambas direcciones y su altura es de 2,50 m.

Características de los materiales

$$\text{Hormigón: } \beta_{cN} = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_R = 175 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Acero: } \beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

1) Cálculo de la armadura

La armadura necesaria se obtiene con la siguiente expresión:

$$A_s = - \frac{1}{\sigma_{su}} (\gamma \cdot N + A_b \cdot \beta_R)$$

luego

$$A_s * - \frac{1}{4200 \text{ kg/cm}^2} \cdot (- 2,1 \cdot 40000 \text{ kg} + 20,20 \text{ cm}^2 \cdot 175 \text{ kg/cm}^2) = 3,33 \text{ cm}^2$$

La cuantía total resulta:

$$\text{tot } \mu_0 = \frac{A_s}{A_b} = \frac{3,33 \text{ cm}^2}{400 \text{ cm}^2}$$

cuantía que resulta admisible.

2) Disposición de la armadura

Se adoptan 4 barras de $\theta = 12 \text{ mm}$ ($A_s = 4,52 \text{ cm}^2$), una en cada esquina; como esdribos se utilizan barras de $\theta = 6 \text{ mm}$, con una separación a_B igual a la menor de las siguientes magnitudes:

$$A_B \leq 20 \text{ cm}$$

$$A_B \leq 12 \theta_1 = 12 \cdot 1,2 \text{ cm} = 14,4 \text{ cm}$$

Se adopta $\theta 6 \text{ c}/14$.

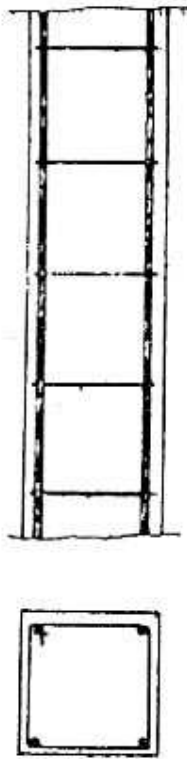


Figura X.11.

X.6 COLUMNA A FLEXO – COMPRESIÓN

Dimensionamiento de la columna de la Figura Z-12.

Características de los materiales

Hormigón: $\beta_{cN} = 210 \text{ kg/cm}^2$

$\beta_R = 175 \text{ kg/cm}^2$

Acero: $\beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$

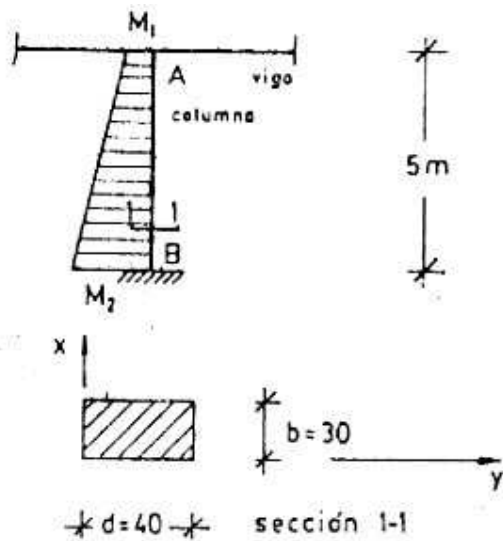


Figura X.12.

$N = -80 \text{ t}$

$M_1 = 10 \text{ tm}$

$M_2 = 15 \text{ tm}$

La columna pertenece a un pórtico que es indesplazable en la dirección y, no existiendo posibilidad de pandeo en la dirección x.

Configuración de pandeo:



A : empotramiento elástico
B : empotramiento perfecto

A: empotramiento elástico
B : empotramiento perfecto

Cálculo del largo de pandeo

Dimensiones: columna: 30 x 40 vigas: 12 x 30

Luz de vigas: $s_r = 4$ m

$$J_R = \frac{12 \cdot 30^3}{12} = 27\,000 \text{ cm}^4$$

$$J_s = \frac{30 \cdot 40^3}{12} = 160\,000 \text{ cm}^4$$

$$k_A = \frac{J_s / s_s}{\sum J_R / s_R} = \frac{160\,000 \text{ cm}^4}{5 \text{ m}} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{12}{27\,000 \text{ cm}^4} = 2,37$$

$$K_B = 0$$

En B, $\sum J_R / s_R \approx \infty$ pues se supone muy rígida la base frente a la columna. Luego entrando en el nomograma A.20 para sistemas indesplazables, con $k_A = 2,37$ y $k_B = 0,4$ (límite de zona utilizable) se obtiene $\beta \approx 0,77$.

Luego $s_K = 0,77 \cdot 5 \text{ m} = 3,85 \text{ m}$

$$\lambda = 3,47 \cdot \frac{s_K}{d} = 3,47 \cdot \frac{3,85 \text{ m}}{0,40 \text{ m}} = 33$$

$$\lambda_{lim} = 45 - 25 \cdot \frac{M_1}{M_2} = 45 - 25 \cdot \frac{10 \text{ tm}}{15 \text{ tm}} = 28$$

$$\lambda > \lambda_{lim}$$

$$e = e_0 = \frac{0,65 \cdot M_2 + 0,35 \cdot M_1}{N} = 0,17 \text{ m}$$

$$\frac{e_0}{s_K} = \frac{0,17}{3,85} = 0,43 < 3,5$$

cálculo de f

$$0,3 < \frac{e_0}{d} < 2,5$$

$$f = d \cdot \frac{\lambda - 20}{160} = 0,03 \text{ m}$$

Solicitaciones:

Sección A $N = - 80 \text{ t}$; $M = 10 \text{ tm}$

Sección B: $N = - 80 \text{ t}$; $M = 15 \text{ tm}$

Sección C: $N = - 80 \text{ t}$; $M = N (e_0 + f) = 80 \text{ t} (0,17 + 0,03) \text{ m} = 16 \text{ tm}$

Luego $N = - 80 \text{ t}$ y $M = 16 \text{ tm}$, se obtiene la armadura del diagrama de interacción del ábaco A.7 ($d_1/h = 0,05$).

$$n = \frac{N}{b \cdot d \cdot \beta_R} = \frac{- 80 \text{ t}}{0,3 \text{ m} \cdot 0,4 \text{ m} \cdot 1750 \text{ t/m}^2} = - 0,38$$

$$m = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \beta_R} = \frac{16 \text{ tm}}{0,3 \text{ m} \cdot 0,4^2 \text{ m}^2 \cdot 1750 \text{ t/m}^2} = 0,19$$

Del diagrama se obtiene:

$$w_{01} = w_{02} = 0,38$$

La cuantía total resulta:

$$\text{tot } \mu_0 = \mu_{01} + \mu_{02} = 2 \cdot \frac{w_{01}}{\beta_s / \beta_R} = 2 \cdot 0,38 \cdot \frac{175 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} = 3,2 \%$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = \text{tot } \mu_0 \cdot b \cdot d = 0,032 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 40 \text{ cm} = 38 \text{ cm}^2$$

Se colocan 12 $\theta 30$

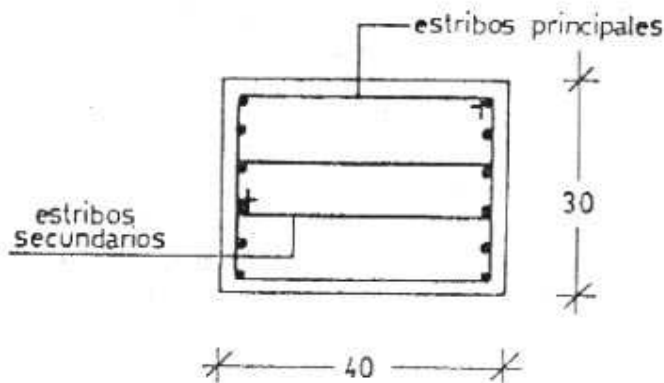


Figura X.13.

Separación de estribos $12 \cdot \theta_1 = 12 \cdot 2 \text{ cm} = 24 \text{ cm}$

Se adoptan estribos $\theta 6 \text{ c}/24$ (principales)

Estribos secundarios $\theta 6 \text{ c}/48$

X.7 BASE CENTRADA

Cálculo y dimensionamiento de la base de la Figura X-14.

Características de los materiales:
 Hormigón: $\beta_{cN} = 170 \text{ kg/cm}^2$
 Acero: $\beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$

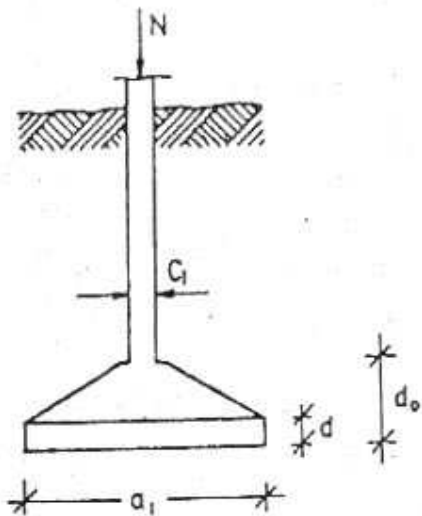


Figura X.14,

$N = 80 \text{ t}$ $\sigma_{tadm} = 2 \text{ kg/cm}^2$ $C_1 = C_2 = 35 \text{ cm}$ $d = 20 \text{ cm}$

Se adopta una base de planta cuadrada de 2,20 m de lado y una altura $d_0 = 90 \text{ cm}$.
 Altura máxima por condición de rigidez:

$$d_0 = \frac{2,20 - 0,35}{4} = 48 \text{ cm} < 90 \text{ cm adoptado}$$

a) Verificación de la tensión en el terreno

Suponiendo que los pesos de la base y de la tierra sumados resultan un 10 % de N, se obtiene:

$$\sigma_1 = \frac{1,10 \cdot N}{a_1 \cdot a_2} = \frac{1,10 \cdot 800000 \text{ kg}}{(220)^2 \text{ cm}^2} = 1,80 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{tadm}$$

b) Cálculo de solicitaciones y armadura

$$M_1 = M_2 = \frac{N}{a_a} \cdot \frac{(a_1 - c_1)^2}{8} = \frac{80 \text{ t}}{2,20 \text{ m}} \cdot \frac{(2,20 - 0,35)^2 \text{ m}^2}{8} = 15,6 \text{ tm}$$

recubrimiento = 6 cm

$$K_b = \frac{84}{\sqrt{15,6/0,4}} = 13,45 ; \quad k_s = 0,45 ; \quad A_s = 0,45 \cdot \frac{15,6}{0,84} = 8,4 \text{ cm}^2$$

c) Verificación al punzonado

$$\tau_R = \frac{Q_R}{u \cdot h'_m}$$

$$h_M = 80 \text{ cm} ; c = 0,13 \cdot 35 \text{ cm} = 39,6 \text{ cm} ; d_R = c + h_m = 122,6 \text{ cm}$$

$$d_K = c + 2 \cdot h_m = 205,6 \text{ cm} ; u = \pi \cdot d_R = 385 \text{ cm};$$

$$h'_m = \frac{h'_1 + h'_2}{2} = 53,2 \text{ cm}$$

$$Q_R = N - p \cdot \frac{\pi \cdot d_K^2}{4} = 80 - \frac{80}{(2,06)^2} \cdot \frac{\pi \cdot (2,06)^2}{4} = 24,9 \text{ t} \dots$$

$$\tau_R = \frac{24900 \text{ kg}}{385 \text{ cm} \cdot 53,2 \text{ cm}} = 1,22 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{De la Tabla T.57} \quad \tau_{011} = 4,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{0,2}{d_0 \text{ (m)}} + 0,30 = \frac{0,2}{0,9} + 0,33 = 0,55$$

$$\gamma_1 = 1,6 \cdot \alpha_e \sqrt{\mu_K \text{ (\%)}}$$

$$\alpha_e = 1,3 \text{ ACERO } \beta_s = 4,2 \text{ t/cm}^2$$

armadura presente por sector de diámetro d_K

$$A_{sK} = 8,4 \text{ cm}^2 \cdot \frac{2,06 \text{ m}}{2,20 \text{ m}} = 7,9 \text{ cm}^2$$

$$\mu_K = \frac{A_{sK}}{h'_m \cdot d_K} = \frac{7,9 \text{ cm}^2}{53,2 \text{ cm} \cdot 205,6 \text{ cm}} = 0,072 \text{ t}$$

$$\gamma_1 = 1,6 \cdot 1,3 \cdot \sqrt{0,002} = 0,56$$

$$\gamma_1 \cdot \tau_{011} \cdot \left[\frac{0,1}{d_0 \text{ (m)}} + 0,33 \right] = 0,56 \cdot 4,5 \text{ kg/cm}^2 \cdot 0,55 = 1,39 \text{ kg/cm}^2 > \tau_R$$

verifica el caso 1 ; en consecuencia no es necesario colocar armadura de corte.

Se adopta como armadura a flexión barras θ n10 c/20 cm en ambas direcciones.

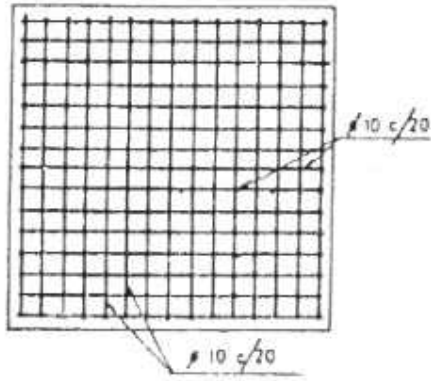


Figura X.15.

X.8 BASE EXCÉNTRICA

Cálculo y dimensionamiento de la base de la Figura X-16.

Características de los materiales

Hormigón: $\beta_{cN} = 130 \text{ kg/cm}^2$ $\beta_R = 105 \text{ kg/cm}^2$

Acero: $\beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$N = 20 \text{ t}$; $\sigma_{tadm} = 2 \text{ kg/cm}^2$; $C_1 = C_2 = 25 \text{ cm}$

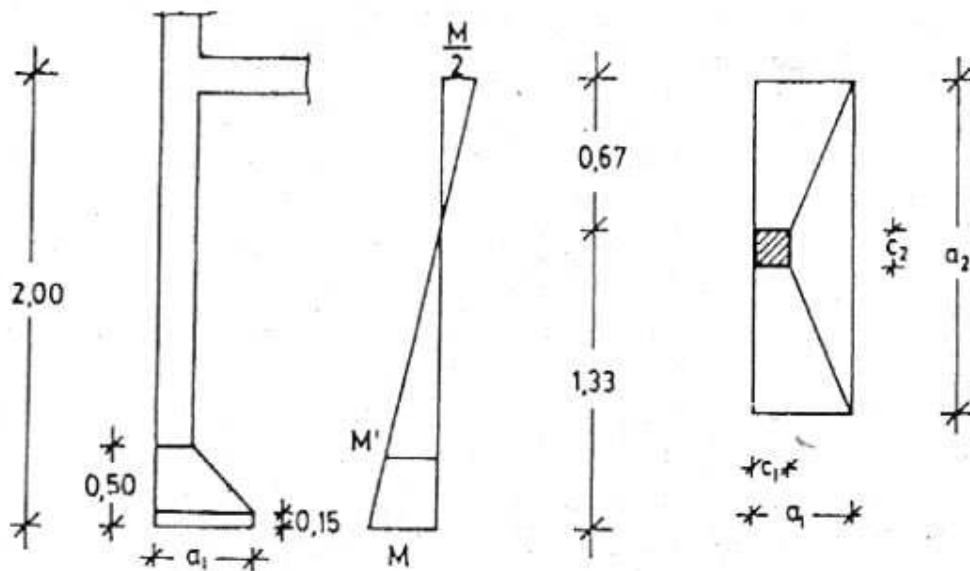


Figura X.16.

a) Cálculo de las dimensiones en planata de la base

$$A_{NEC} = \frac{1,10 \cdot N}{\tau_{tadm}} = 1,10 \cdot \frac{20\,000 \text{ kg}}{2 \text{ kg/cm}^2} = 11\,000 \text{ cm}^2$$

partiendo de una reducción $a_2/a_1 = 2,5$ resulta :

$$a_1 = \sqrt{A_{NEC}/2,5} = \sqrt{11000/2,5} = 66 \text{ cm}$$

se adopta $a_1 = 70 \text{ cm}$

Luego: $a_2 = 2,5 \cdot a_1 = 175 \text{ cm}$

Como altura total se adopta $d_0 = 50 \text{ cm}$

b) Cálculo de sollicitaciones en la base y dimensionamiento

$$M_1 = \frac{N}{A_1} \cdot \frac{(a_1 - c_1)^2}{2} = \frac{20 \text{ t}}{0,70} \cdot \frac{(0,70 - 0,25)^2}{2} = 2,90 \text{ cm}$$

$$K_h = \frac{43}{\sqrt{2,9/0,25}} = 12,6 ; \quad k_s = 0,46 ; \quad A_s = 0,46 \cdot \frac{2,9}{0,43} = 3,1 \text{ cm}^2$$

$$M_2 = \frac{N}{a_2} \cdot \frac{(a_2 - c_2)^2}{8} = \frac{20 \text{ t}}{1,75 \text{ m}} \cdot \frac{(1,75 - 0,25)^2}{8} = 3,2 \text{ cm}$$

$$K_h = \frac{45}{\sqrt{3,2/0,25}} = 12,6 ; \quad k_s = 0,46 ; \quad A_s = 0,46 \cdot \frac{3,2}{0,45} = 3,3 \text{ cm}^2$$

Se dispondrán en la dirección $a_1 \theta 10 \text{ c}/20$

Se dispondrán en la dirección $a_2 \theta 10 \text{ c}/20$

c) Dimensionamiento de la columna a flexión compuesta

La excentricidad de la carga N respecto del centro de la base resulta:

$$e = \frac{0,70 - 0,25}{2} = 0,225 \text{ m}$$

Luego:

$$M = N \cdot 0,225 = 4,5 \text{ tm}$$

$$1,33 - 0,50$$

$$M' = 4,5 \text{ tm} \cdot \frac{1,33}{1,33} = 2,8 \text{ tm}$$

$$N = -20 \text{ t}$$

$$M = 2,8 \text{ tm}$$

$$n = \frac{-20}{0,25^2 \cdot 1050} = -0,31 ;$$

$$m = \frac{2,8}{0,25^2 \cdot 1050} = 0,17$$

Del diagrama de interacción A.2

Resulta $w_{01} = w_{02} = 0,25$ luego la cuantía total resulta:

$$\text{tot}\mu_0 = 2 \cdot \frac{0,25}{\beta_s/\beta_R} = 1,25 \%$$

$$A_s = 0,0125 \cdot 25^2 = 7,8 \text{ cm}^2$$

Se arma la columna con 4 barras de $\theta 16$ y estribos $\theta 6$ con una separación de 19 cm (separación mínima $12 \cdot \theta_1$). (ver Figura X - 17).

d) Dimensionamiento del tensor

Esfuerzo en el tensor

$$F = 1,5 \cdot \frac{M}{h} = 1,5 \cdot \frac{4,5 \text{ tm}}{2 \text{ m}} = 3,4 \text{ t}$$

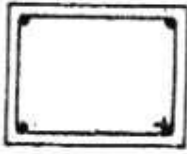


Figura X.17.

Calculando con una tensión en el acero $\sigma_s = 1,2 \text{ t/cm}^2$ (Ver Capítulo VII – Tensores) la armadura resulta:

$$A_s = \frac{3,4 \text{ t}}{1,2 \text{ t/cm}^2} = 2,83 \text{ cm}^2$$

Adoptando como armadura 4 θ 10.

e) Verificación de la seguridad al deslizamiento

$$N = 20 \text{ t}; \quad \varphi = 30^\circ; \quad H = 3,4 \text{ t}$$

$$\frac{20 \text{ t} \cdot \text{tg}\varphi}{3,4 \text{ t}} = 3,4 > 1,5 \text{ verifica}$$

X.9 PILOTES

Cálculos y dimensionamiento de los materiales

$$\text{Hormigón: } \beta_{cN} = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Acero: } \beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$N = 250 \text{ t} \quad \text{carga admisible de pilote} \quad Q_a = 80 \text{ t}$$
$$c_1 = c_2 = 50 \text{ cm} \text{ diámetro del pilote } d_p = 45 \text{ cm}; \quad d_0 = 150 \text{ cm}$$

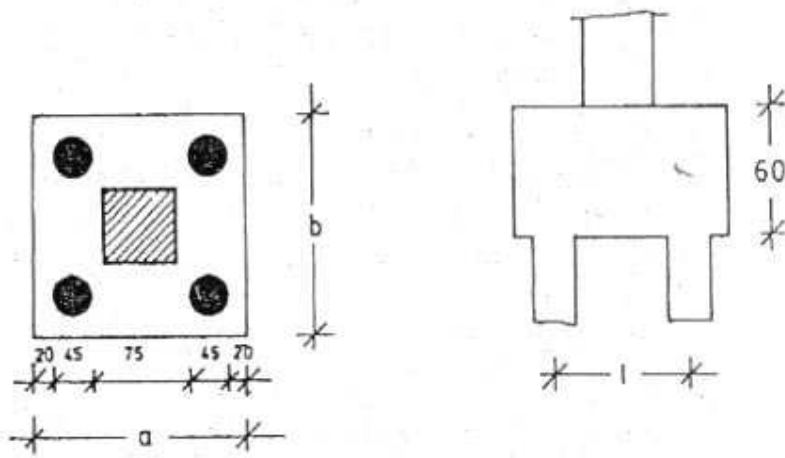


Figura X.18.

a) Esfuerzo en cada pilote

Peso propio del cabezal $G = 2,05^2 \cdot 1,50 \cdot 2,4 = 15 \text{ t}$

$$P = \frac{N - G}{4} = \frac{265}{4} = 66 \text{ t} < Q_a$$

b) Esfuerzos en cabezal

Los esfuerzos de tracción T_1 y T_2 resultan

$$T_1 = T_2 = \frac{N}{4} \cdot \frac{l - c}{2} \text{ donde}$$

$l =$ distancia entre pilotes $= 120 \text{ cm}$

$c = 50 \text{ cm}$

$z = 0,85 \cdot 145 \text{ cm} = 123,3 \text{ cm}$

$$\text{luego } T_1 = T_2 = \frac{250 \text{ t} \cdot (120 - 50)}{4 \cdot 123,3} = 36 \text{ t}$$

La armadura horizontal y cruzada a colocar en el cabezal resulta:

$$A_s^1 = A_s^2 = \frac{T_1}{\beta_s / 1,75} = \frac{36 \text{ t}}{2,4 \text{ t/cm}^2} = 15 \text{ cm}^2$$

se adoptan $\theta 12 \text{ c}/15$ en ambos sentidos.

c) Verificación al corte

$$\tau = \frac{2P}{0,85 \cdot h \cdot a} = \frac{2 \cdot 65\,000 \text{ kg}}{0,85 \cdot 145 \cdot 205} = 5,2 \text{ kg/cm}^2 < \tau_{012}$$

No es necesario colocar armadura de corte

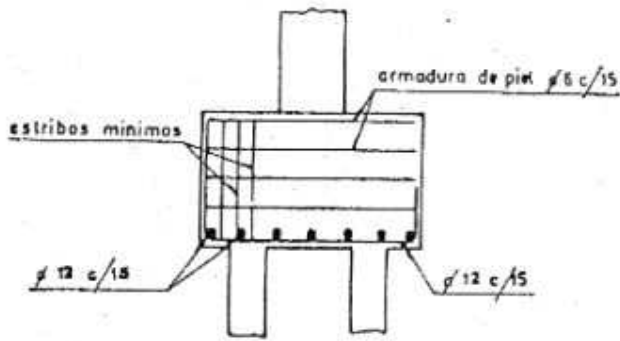


Figura X.19.

X.10 MÉNSULA CORTA

Cálculo y dimensionamiento de la ménsula corta de la Figura X -20.

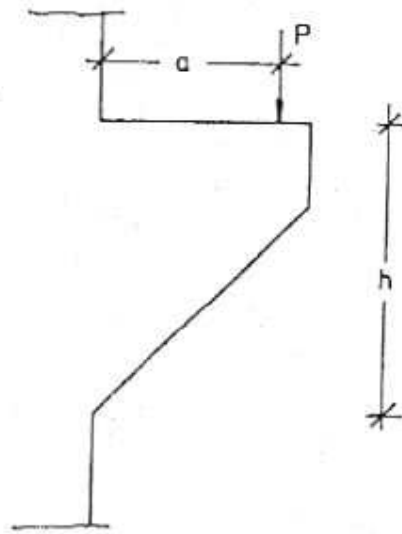


Figura X.20.

$P = 40 \text{ t}$ $a = 0,80 \text{ m}$ $h = 1,5 \text{ m}$

Características de los materiales

Hormigón: $\beta_{cN} = 170 \text{ kg/cm}^2$ $\beta_R = 140 \text{ kg/cm}^2$

Cálculo del ancho de la ménsula corta

$$e = \frac{0,85 \cdot h \cdot a}{\sqrt{0,72 \cdot h^2 + a^2}} = \frac{0,85 \cdot 1,5 \text{ m} \cdot 0,80 \text{ m}}{\sqrt{0,72 \cdot 0,25 \text{ m}^2 + 0,64 \text{ m}^2}} = 0,68 \text{ m}$$

$$D = \frac{P \cdot a}{x} = \frac{40 \text{ t} \cdot 0,8 \text{ m}}{0,68 \text{ m}} = 47,1 \text{ t}$$

$$\gamma \cdot D = 2,1 \cdot 47 \text{ 000 kg}$$

$$b_{nec} \geq \frac{\gamma \cdot D}{0,19 \cdot h \cdot \beta_R} = \frac{2,1 \cdot 47 \text{ 000 kg}}{0,19 \cdot 150 \text{ cm} \cdot 140 \text{ kg/cm}^2} = 24,8 \text{ cm}$$

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

Cálculos armadura principal

$$Z_p = P \cdot \frac{a}{0,85 \cdot h} = 40 \text{ t} \cdot \frac{0,80 \text{ m}}{0,85 \cdot 1,5 \text{ m}} = 25 \text{ t}$$

$$A_s = \frac{Z_p}{\beta_s/1,75} = \frac{1,75 \cdot 25 \text{ t}}{4,2 \text{ t/cm}^2} = 10 \text{ cm}^2$$

se adoptan 5 θ 16 de armadura principal

La armadura correspondiente a los estribos horizontales resulta:

$$A_s = \frac{1}{3} \cdot 10 \text{ cm}^2 = 3,33 \text{ cm}^2$$

Que repartidas en la altura $h = 1,50 \text{ m}$ resulta

$$a_s = \frac{3,3 \text{ cm}^2}{1,5 \text{ m}} = 2,2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se adoptan estribos θ 8 c/22 cm.

Como barras de montaje se utilizan 2 barras θ 8.

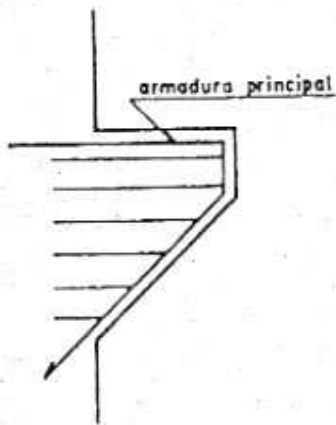


Figura X.21.

X.11 VIGA PARED CONTINUA

Cálculo y dimensionamiento de la viga pared de 2 tramos de la Figura X – 22..

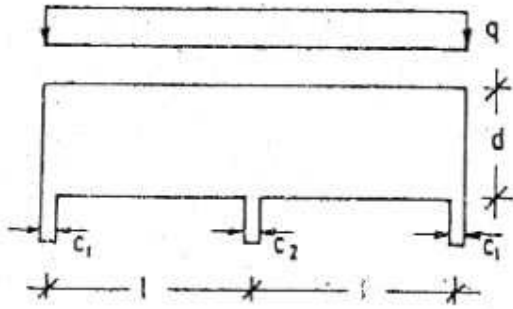


Figura X.22.

Características de los materiales

Hormigón: $\beta_{cN} = 210 \text{ kg/cm}^2$, $\beta_R = 175 \text{ kg/cm}^2$

Acero: $\beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$q = 6 \text{ t/m}$; $l = 3 \text{ m}$; $d = 1,6 \text{ m}$; $b_0 = 15 \text{ cm}$; $c_1 = 20 \text{ cm}$; $c_2 = 30 \text{ cm}$

$d/l = 1,6/3 = 0,53 > 0,4$

a) Cálculo de solicitaciones

FIGURA p 191

$$M_{AB} = \frac{q \cdot l^2}{14,22} = \frac{6 \cdot 3^2}{14,22} = 3,8 \text{ tm} ; \quad R_A = \frac{3}{8} \cdot q \cdot l = 6,75 \text{ t}$$

$$M_B = -\frac{q \cdot l^2}{8} = -\frac{6,9}{8} = -6,75 \text{ tm}; \quad R_B = 2 \cdot \frac{3}{8} \cdot q \cdot l = 22,5 \text{ t}$$

b) Cálculo de armadura

$0,4 < d/l < 1,0$

$$z_p = z_s = 0,5 \cdot d \cdot (1,9 - d/l) = 0,5 \cdot 1,6 \cdot (1,9 - 1,6/3) = 1,09 \text{ m}$$

$$A_{sAB} = \frac{M_{AB}}{z_F} = \frac{1,75}{6,75 \text{ tm}} \cdot \frac{3,8 \text{ tm}}{1,75} = \frac{1,75}{4,2 \text{ t/cm}^2} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{sB} = \frac{6,75 \text{ tm}}{1,09 \text{ m}} \cdot \frac{1,75}{4,2 \text{ t/cm}^2} = 2,59 \text{ cm}^2$$

c) Verificación de tensiones principales de compresión

APOYO A

$$P = \frac{R_A}{c \cdot b} = \frac{6,75 \text{ t}}{0,2 \text{ m} \cdot 0,15 \text{ m}} = 225 \text{ t/m}^2$$

$$P \leq 0,85 \cdot \frac{\beta_R}{2,1} = 0,85 \cdot \frac{1750 \text{ t/m}^2}{2,1} = 708 \text{ t/m}^2 \quad \text{verifica}$$

APOYO B

$$P = \frac{R_B}{c_2 \cdot h} = \frac{22,5 \text{ t}}{0,3 \text{ m} \cdot 0,15 \text{ m}} = 500 \text{ t/m}^2$$

$$P \leq \frac{\beta_R}{2,1} = \frac{1750 \text{ t/m}^2}{2,1} = 833 \text{ t/m}^2 \quad \text{verifica}$$

d) Disposición de la armadura

La armadura máxima, en forma de malla cruzada y en ambas caras es

$$A_{s\text{MIN}} = 1,5 \text{ cm}^2/\text{m}; \quad \theta 6 \text{ c}/19$$

La armadura de tramo se ubicará en una altura $0,1 \cdot d = 16 \text{ cm}$ y de valor $1,45 \text{ cm}^2$, adoptándose $3 \theta 8$.

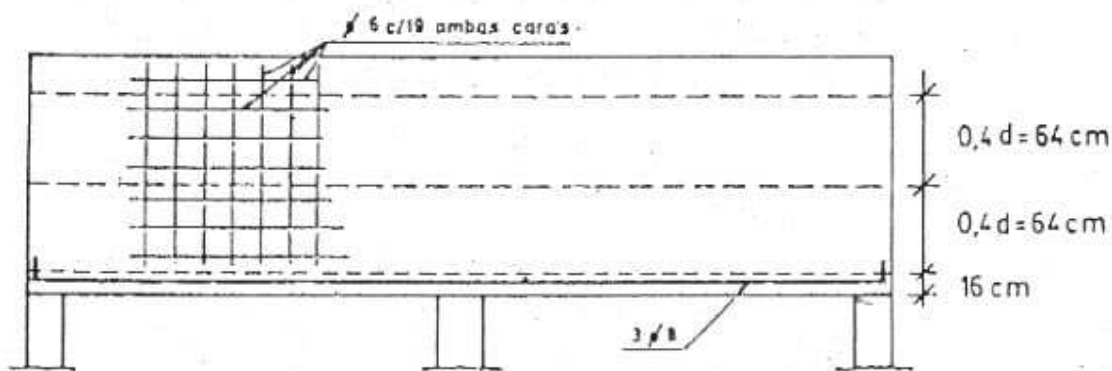


Figura X.23.

La armadura de apoyo es $2,58 \text{ cm}^2$, a distribuir $1,72 \text{ cm}^2$ en la zona 1 y de $0,86 \text{ cm}^2$ en la zona 2; esta armadura ya es cubierta por las mallas mínimas $\theta 6 \text{ c}/19$.

X.12 FLECHA INSTANTÁNEA Y TOTAL DE UNA VIGA SIMPLEMENTE APOYADA

Cálculo de la flecha instantánea y flecha total de la viga de la Figura X-24.

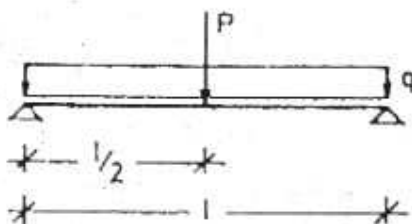


Figura X.24.

$$Q = 1,5 \text{ t/m}; \quad P = 3 \text{ t}; \quad l = 4 \text{ m}; \quad d_0 = 50 \text{ cm}; \quad b_0 = 20 \text{ cm}$$

Características de los materiales

$$\text{Hormigón: } \beta_{cN} = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Acero : } \beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Módulo de elasticidad longitudinal del acero: } E_s = 2\,100\,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Módulo de elasticidad longitudinal del hormigón: } E_b = 300\,000 \text{ kg/cm}^2$$

Momento máximo

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} + \frac{P \cdot l}{4} = 6 \text{ tm}$$

$$K_h = \frac{47}{\sqrt{6/0,20}} = 8,6$$

De la Tabla T.2

$$k_s = 0,46 ; k_x = 0,26$$

$$A_s = 0,46 \cdot \frac{6}{0,47} = 5,9 \text{ cm}^2$$

Siendo la sección rectangular resultan:

$$y_G = 0,5 \cdot d_0 = 25 \text{ cm}$$

$$J_b = \frac{b_0 \cdot d_0^3}{12} = \frac{20 \cdot 50^3}{12} = 208\,334 \text{ cm}^4$$

$$\beta_{bz} = 0,75 \cdot \sqrt[3]{\beta_{cN}^2} = 26,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_F = \frac{\beta_{bz} \cdot J_b}{y_G} = \frac{26,5 \text{ kg/cm}^2 \cdot 208\,334 \text{ cm}^4}{25 \text{ cm}} = 220\,834 \text{ kg.cm} = 2,21 \text{ tm}$$

$$J_e = \left(\frac{M_F}{M} \right) \cdot J_b + 0,85 \left[1 - \left(\frac{M_F}{M} \right)^3 \right] \cdot \frac{E_s}{E_b} \cdot A_s \cdot h^2 \cdot (1 - k_x)$$

$$J_e = \left(\frac{2,21}{6} \right)^3 \cdot 208\,334 + 0,85 \cdot \left[1 - \left(\frac{2,21}{6} \right)^3 \right] \cdot \frac{2\,100\,000}{300\,000} \cdot 5,9 \cdot 47^2 \cdot (1 - 0,26) = 72\,026 \text{ cm}^4 < J_b$$

La flecha instantánea resulta:

$$f_0 = \alpha \cdot \frac{M \cdot l^2}{E_b \cdot J_e} = \frac{l^2}{E_b \cdot J_e} \cdot (\alpha_q \cdot \alpha_q + \alpha_p \cdot M_p)$$

Donde α se obtiene de la Figura VIII – 1.

$$\begin{aligned} \text{Carga distribuida: } \alpha &= \frac{5}{48} & M_q &= 3 \text{ tm} \\ \text{Carga concentrada: } \alpha &= \frac{1}{12} & M_p &= 3 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$f_0 = \frac{400^2 \text{ cm}^2}{300\,000 \text{ kg/cm} \cdot 72006 \text{ cm}^4} \cdot \left(\frac{5}{48} \cdot 300\,000 \text{ kgcm} + \frac{1}{12} \cdot 300\,000 \text{ kgcm} \right) = 0,42 \text{ cm}$$

La flecha total resulta:

$$f_t = \beta \cdot f_0$$

Suponiendo clima húmedo, una relación $A_{s1} / A_{s2} = 0$ y que la edad del hormigón al entrar en carga en 6 meses, se obtiene $\beta = 1,5$

Luego

$$\begin{aligned} f_t &= 1,5 \cdot 0,42 \text{ cm} = 0,63 \text{ cm} \\ f_{adm} &= \frac{1}{300} = 1,33 \text{ cm} > f_t \text{ verifica} \end{aligned}$$

X.13 ESQUEMA DE CÁLCULO DE TANQUE DE AGUA

Procederemos a explicar el esquema general de cálculo de un tanque de agua.

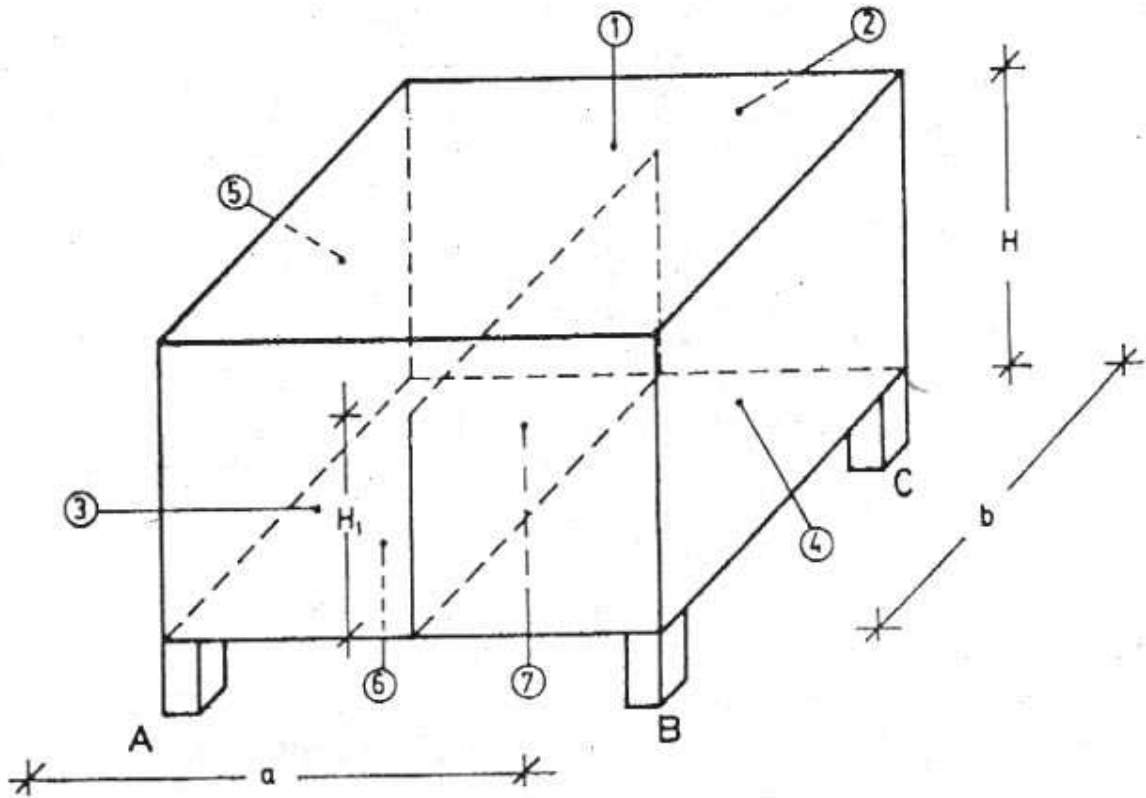


Figura X.25.

Losa Superior 1

Se considera simplemente apoyada en los bordes y su carga resulta:

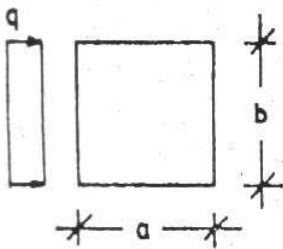
$$g = e_1 \cdot \gamma_H$$

$$p = 0,150 \text{ t/m}^2$$

$$q = g + p$$

$$e_1 = \text{espesor de la losa 1}$$

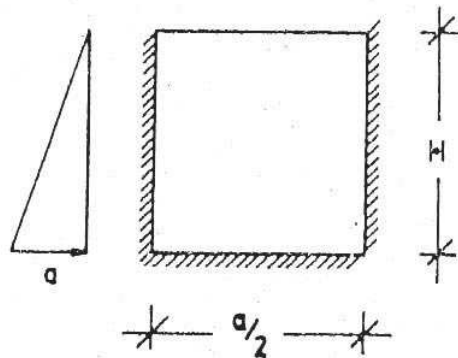
$$\gamma_H = \text{peso específico del hormigón} = 2,4 \text{ t/m}^3$$



Tabique Lateral 2 - 3

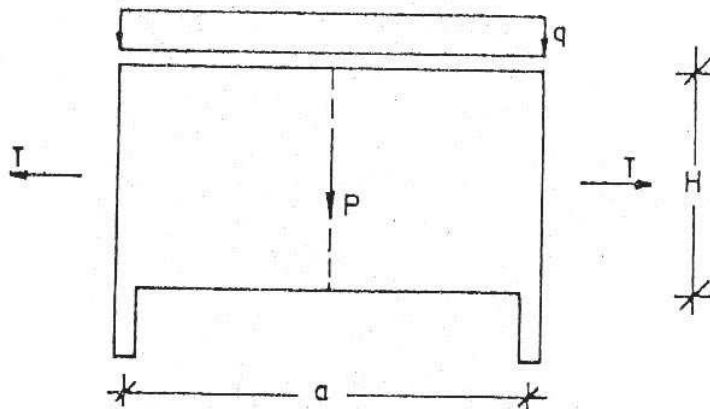
Este tabique trabaja simultáneamente como losa y viga pared:

a) Esquema losa



$$q = \gamma_a \cdot H \quad ; \quad \gamma_a : \text{peso específico del agua} = 1 \text{ t/m}^3$$

b) Esquema viga pared



$$q = g_{L2} + r_{L1} + r_{L6} \quad (\text{t/m}) ; P = R_{L7} \quad (\text{t}) \quad ; e_2 = \text{espesor } L2$$

$$g_{L2} = \text{peso propio de la losa } 2(3) = e_2 \cdot H \cdot \gamma_H$$

r_{L1} = reacción de la losa 1 en la dirección b

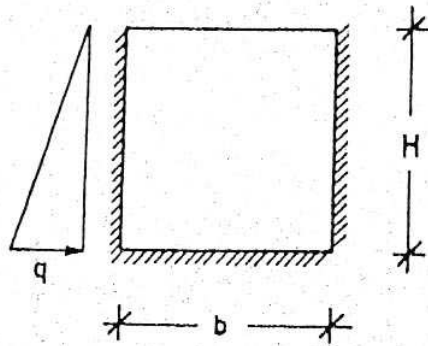
r_{L6} = reacción de la losa 6 en la dirección b [tener en cuenta que esta carga es colgante]

R_{L7} Pts reacción de la losa 7

T Pts resultante de las reacciones de las losas 4 y 5 en la dirección b que producen un esfuerzo de tracción distribuido en el plano de la losa 2[3].

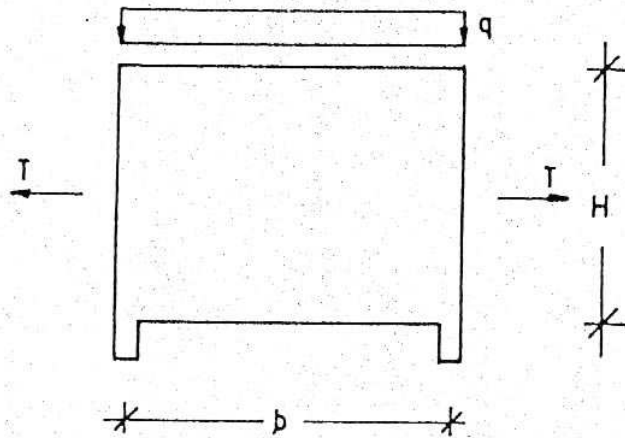
Tabique Lateral 4 - 5

a] esquema losa



$$q = \gamma_a \cdot H$$

B) esquema viga pared



$$q = g_{L4} + r_{L1} + r_{L6} \text{ (t/m)}$$

$$e_4 = \text{espesor L4}$$

$$g_{L4} = \text{peso propio de la losa 4 (5)} = e_4 \cdot H \cdot \gamma_H$$

r_{L1} = reacción de la losa 1 en la dirección a

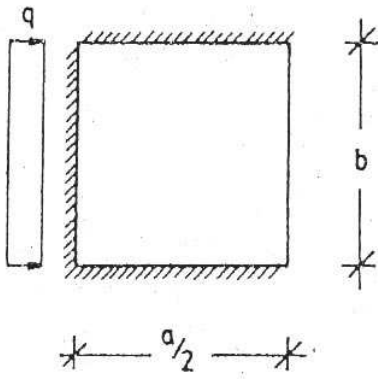
r_{L6} = reacción de la losa 6 en la dirección a (tener en cuenta que esta carga es colgante)

T = resultante de las reacciones de las losas 2 y 3 en la dirección a, que produce un esfuerzo de tracción distribuido en el plano de la losa 4 (5).

Losa de Fondo 6

Dado que el tanque del ejemplo posee tabique divisorio, existen 2 estados de carga.

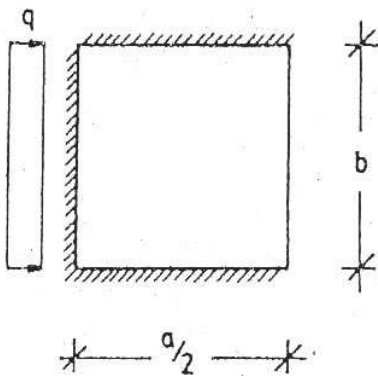
- 1) tanque totalmente lleno.
- 2) Medio tanque lleno.



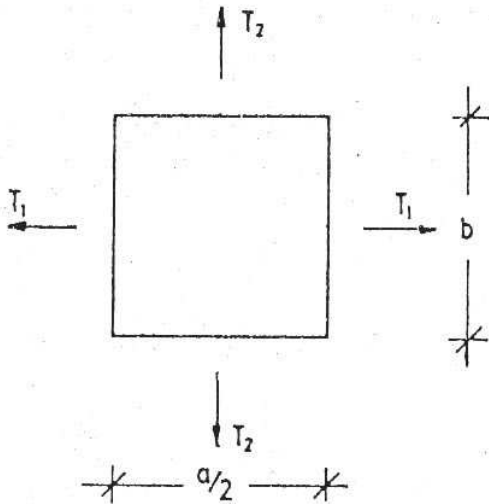
$$g = e_6 \cdot \gamma_H$$

$$q = g + p$$

$$p = H \cdot \gamma_a$$



La losa a está sometida a esfuerzos de tracción distribuidos, en su plano y en ambas direcciones.



T_1 = esfuerzos de tracción provocado por la reacción en el borde inferior de las losas 4 y 5.

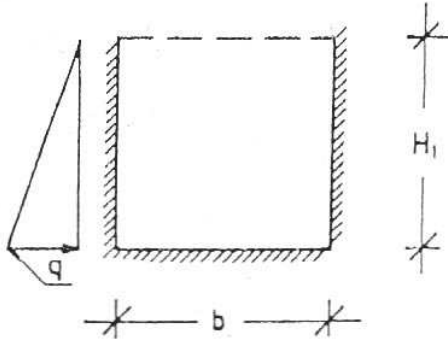
T_2 = esfuerzo de tracción provocado por la reacción en el borde inferior de las losas 2 y 3.

Tabique Divisorio 7

a) Esquema Losa

Estado de carga: medio tanque lleno

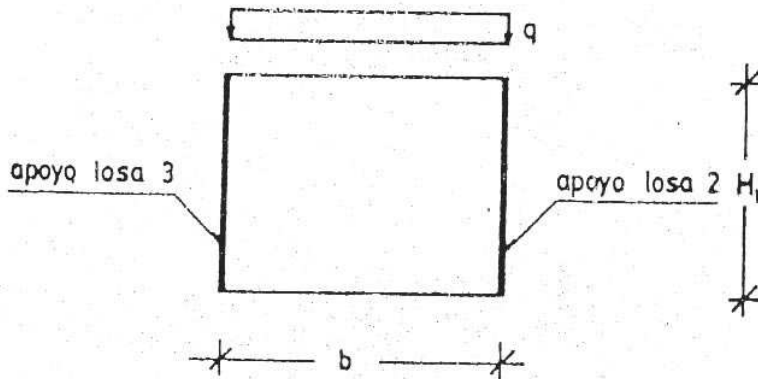
$$q = \gamma_a \cdot H_1$$



La armadura de tramo y apoyo obtenidas a partir de las solicitaciones correspondientes al esquema de cálculo dado, deben colocarse en ambas caras de la losa, ya que el empuje de agua puede actuar de un lado a otro del tabique.

b) Esquema viga pared

Estado de carga : tanque totalmente lleno



$$q = g_{L7} + 2 r_{L6} \text{ (t/m)}$$

$$e_7 = \text{espesor L7}$$

$$g_{L7} = \text{peso propio de la losa } 7 = e_7 \cdot \gamma_c$$

$$r_{L6} = \text{reacción losa 6 en la dirección a}$$

(tener en cuenta que esta carga es colgante)

En el ejemplo dado se han expuesto que todas las losas deben armarse en dos direcciones; en un caso real deberán calcularse todas las losas en 1 ó 2 direcciones según correspondan.

Los momentos en apoyos deberán compatlizarse, o sea en cada arista a la cual concurren dos losas el valor del momento flexor debe ser único; pueden promediarse ambos valores, aumentando o disminuyendo proporcionalmente el momento en el tramo de cada losa.

En las aristas de unión de los tabiques es conveniente aumentar el espesor de los mismos mediante cartelas, incrementando de este modo el brazo elástico de la sección para absorber los momentos en apoyos (Figura X - 26).

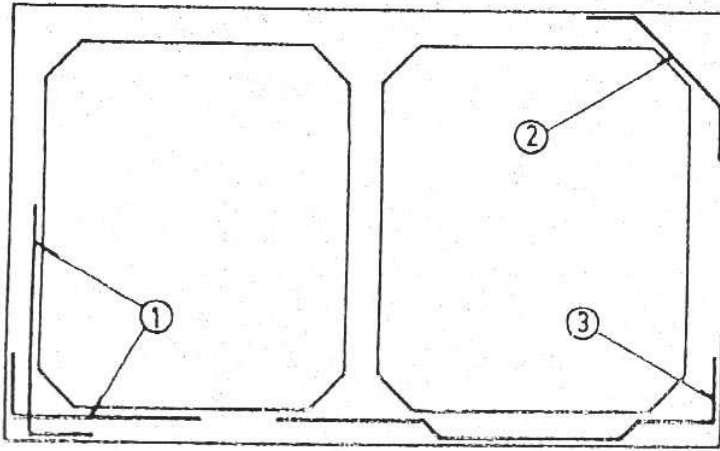


Figura X.26.

Para todas las losas en contacto con el agua se deberá proceder a la verificación de estanqueidad, explicada en el punto VIII.2.2 del Capítulo VIII.

La disposición de armaduras se efectuará de acuerdo con lo explicado para losas y vigas pared; en los lugares donde se encuentran bocas de acceso o de inspección, se deberán colocar a ambos lados de la abertura y en los dos sentidos, la misma armadura de la losa que ha sido suspendida (Figura X-27).

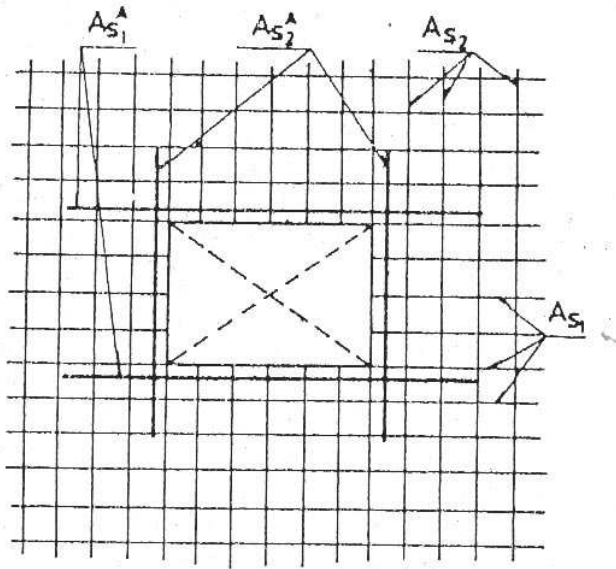
Las columnas sobre las que apoya el tanque reciben las reacciones de las cargas que decargan en ellas.

COLUMNA A: $R_{L3} + R_{L5}$

COLUMNA B: $R_{L3} + R_{L4}$

COLUMNA C: $R_{L2} + R_{L4}$

COLUMNA D: $R_{L2} + R_{L3}$



$$A_{S1}^A = \frac{A_{S1}}{2} \quad A_{S2}^A = \frac{A_{S2}}{2}$$

Figura X.27.

BIBLIOGRAFÍA

- DIN 1045 – Hormigón y Hormigón Armado, cálculos y realización IRAM (versión castellana) Buenos Aires – 1979.
- Comisión Alemana para el estudio del Hormigón Armado – Cuaderno 220 – IRAM (versión castellana) – Buenos Aires – 1976.
- Comisión Alemana para el estudio de Hormigón Armado – Cuaderno 240 – IRAM (versión castellana) Buenos Aires – 1978.
- Comisión Alemana de Hormigón Armado – Cuaderno 300 – IRAM (versión castellana)- Buenos Aires – 1980.
- Proyecto de Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón – CINEH – Buenos Aires – 1964.
- Norma IRAM 11 599 – Cargas y Sobrecargas gravitatorias a utilizar en el Cálculo de las Estructuras de Edificios – Buenos Aires – 1977.
- Norma IRAM 11 700 – Acción del Viento sobre las Construcciones – Buenos Aires – 1979.
- IMPRES – Normas antisísmicas – CONCAR 70 – San Juan – 1972.
- A.H. Puppo – Cálculo límite de Vigas y Estructuras Aperticadas de Hormigón Armado – Instituto del Cemento Pórtland Argentino – Buenos Aires – 1980.
- F. Leonhardt, E. Mönning – Construccoes de Concreto – Ed. Interciencia (versión portuguesa) – Río de Janeiro – 1977.
- Beton Kalender – 1979.
- H. Rüsç – Hormigón Armado y Hormigón Pretensado. Propiedades de los Materiales y Procedimientos de Cálculo – Ed. CECSA – Barcelona – 1975.
- E. Grasser, D. Linse – Bemessugstafeln für Stahlbetonconquersch nitte – (Tablas y ábacos NORMA DIN 1046). Ed. Werner – Verlag – Düsseldorf – 1972.
- P. Jiménez Montoya, A. García Meseguer, F. Morán Cabre – Hormigón Armado, 7ª Edición – Ed. Gustavo Gili – Barcelona – 1973.
- Gotthard, Franz – Tratado del Hormigón Armado – Ed. Gustavo Gili - Barcelona – 1969.
- G. Moretto – Curso de Hormigón Armado – Ed. Ateneo - Buenos Aires – 1970.
- CEN – FIP – Code Modéle pour les structures en béton – 1976.
- S.P. Timoshenko, D. H. Young – Teoría de las Estructuras – Ed. Urmo – Bilbao – 1975.

- V.I. Feodosiev – Resistencia de Materiales – Ed. Sapiens – Buenos Aires – 1976.
- A.S. Kalmanok – Manual para Cálculo de Placas – Ed. Inter Ciencia – Montevideo . 1961.
- K. Terzaghi, R.B. Peck – Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica – Ed. El Ateneo – Buenos Aires – 1973.
- T. W. Lambe, R. V. Whitman – Mecánica de Suelos – Ed. Limusa – Wiley - México – 1972.
- Wayne C. teng – Foundation design – N.M. newmark , W.J. Hall, Editors – New Delhi – 1969.
- ASCE – IABSE – Planning and design of tall buildings – Bethlehem – 1972.

e) Maderas

daN/m³

19 – Curupay blanco	950
20 – Incienso amarillo.....	980
21 – Incienso colorado	990
22 – Incienso amarillo o verde.....	980
23 – Lapacho negro o moro.....	1150
24 – Ñandubay.....	960
25 – Quebracho blanco.....	920
26 – Quebracho colorado	1300
27 – Urunday.....	1220
28 – Viraró	970
29 – Virapitá	995

f) Metales

daN/m³

1 - Acero	7850
2 - Aluminio.....	2700
3 - Bronce.....	8600
4 - Cobre	8900
5 - Estaño.....	7400
6 - Fundición de hierro.....	7250
7 - Latón.....	8650
8 - Magnesio.....	1850
9 - Níquel	8900
10 - Plomo	11400
11 - Cinc	7200

g) Otros Materiales y líquidos

1 - Alquitrán.....	1200
2 - Asfalto	1300
3 - Basura.....	700
4 - Libros y documentos apilables.....	850
5 - Papel apilado.....	1100
6 - Agua	1000
7 - Nafta.....	750

h) Rocas

1 – Arenisca.....	2600
2 – Arenisca porosa.....	2400
3 - Caliza compacta	2800
4 – Caliza porosa	2400
5 – Basalto o Metalífero.....	3000
6 – Diabasa.....	2800
7 – Diorita.....	3000

8 – Dolomita.....	2900
9 – Grabo	3000
10 – Gneis.....	3000
11 – Granito	2800
12 – Mármol.....	2800
13 – Pizarra	2800
14 – Pórfido.....	2800
15 – Sienita	2800
16 – Travertino	2400

daN/m²

i) Pavimentos

1 – Baldosas y mosaicos, mortero de cemento y mármol reconstituido por cada centímetro de Espesor.....	22
2 – Baldosas cerámicas, id id.	20
3 – Asfalto fundido, id id,	14

j) Cielorrasos.

1 – Cielorrasos termo – acústicos con elementos modulares de fibra de madera, montados sobre elementos Metálicos o enlistonado de madera, incluidos los mismos	10
2 – Cielorrasos con elementos modulares de asbesto cemento montado sobre elementos metálicos o Enlistonado de madera, incluidos los mismos	15
3– Cielorrasos de plaquetas de yeso montadas sobre armadura de aluminio	20
4 – Mezcla de cemento, cal , arena, con metal desplegado.....	50
5 – Yeso con enlistonado	20
6 – Yeso con metal desplegado	18

$$1 \text{ daN} / \text{m}^2 = 1,02 \text{ kgf/m}^2$$

k) Cubiertas

1 – Cubierta impermeabilizante con base de tela o cartón asfáltico de siete capas.....	10
2 – Chapa acanalada de sección ondulada o trapezoidal de aluminio sin armadura de sostén:	
- 0,6 mm de espesor	2,5
- 0,8 mm de espesor	3
- 1,0 mm de espesor	4
3– Chapa acanalada de asbesto cemento	
- 4 mm de espesor (onda chica).....	10
- 6 mm de espesor (onda grande)	15
- 8 mm de espesor (onda grande)	20
4 – Chapa acanalada de perfil sinusoidal o trapezoidal de acero cincado o Aluminizado	10
5 – Chapas de cobre de 0,6 mm de espesor, sobre entablonado, incluido éste.....	25
6 – Chapa de cinc de 0,7 mm de espesor, sobre entablonado, incluido éste.....	25
7 – Chapa en forma de teja de pizarra múltiple de asbesto cemento, sobre enlistonado, incluido éste, sin cabios	25
8 – Chapa en forma de teja múltiple de plástico reforzado espesor medio 1m5 mm, incluido armadura de sostén.....	15
9 – Chapa en forma de teja múltiple de asbesto cemento sobre entablonado, incluido éste.....	30
10 – Tejas cerámicas tipo españolas, colonial, o árabes, incluido armadura de sostén.....	100
11 – Tejas cerámicas tipo Marsella o francesa, sobre enlistonado incluido éste	55
12 – Tejas cerámicas tipo flamencas, sobre enlistonado, incluido éste.....	70
13 – Tejas de mortero de cemento. tipo romaa o francesa, sobre enlistonado, incluido éste, sin cabios ..	50

II – SOBRECARGAS MÍNIMAS

a) Edificios de Viviendas

1 – Azoteas y/o terrazas donde pueden congregarse personas con fines de recreación y observación.....	300
2 – Azoteas accesibles.....	200
3 – Azoteas inaccesibles	100
4 – Baños	200
5 – Balcones	300
6 – Cocinas	200
7 – Comedores y lugares de estar	200
8 – Dormitorios	200
9.- Escaleras (medidas en proyección horizontal)	300
10 – Rellanos y corredizos.....	300

b) Otros edificios, (oficinas, edificios públicos, etc).

1 – Archivos.....	mín 500
2 – Aulas	350
3 – Azoteas	ver (a)
4 – Balcones	ver (c)
5– Baños	200
6 – Bibliotecas	mín 500
7 – Cocinas	400
8 – Comedores	300
9 – Cuartos de máquinas y calderas	750
10 – Dormitorios.....	250
11– Escaleras (medidas en proyección horizontal)	400
12 – Gimnasios	500
13 – Lavaderos	300
14 – Locales para reunión con asientos fijos	300
15 – Locales para reunión sin asientos fijos	350
16 – Oficinas	250
17 – Rampas para vehículos de peso inferior a 2500 daN	500
18 – Rellanos y corredores	400

19 – Salones de baile	500
20 – Tribunas con asientos fijos	500
21 – Tribunas sin asientos fijos	750
22 Vestuarios	mín. 250

c) Sobrecargas para balcones en edificios de oficinas, edificios públicos, etc.

El valor de la sobrecarga a adoptar para los balcones en edificios de oficinas, edificios públicos, etc, será el mismo que el fijado para el local o locales a los cuales sirven, y en ningún caso podrá ser menor que 300 daN/m^2 .

d) Sobrecargas para locales destinados a cocheras de vehículos de peso inferior a 2500 daN.

1 – Cuando las luces sean mayores de $l_0 = 3 \text{ m}$ en losas y $l_0 = 5 \text{ m}$ en vigas, la sobrecarga será de 350 daN/m^2 .

2 – Cuando las luces sean menores de los valores de l_0 especificados en (d.1), la sobrecarga deberá incrementarse en la relación l_0/l y como máximo en 1,43, coeficiente que no se considerará para las cargas de columnas o paredes portantes.

e) Posibilidad de choque de vehículos contra vigas, tabiques y muros portantes

Para considerar la posibilidad de choques de vehículos contra vigas, tabiques y muros portantes, se tomará una carga horizontal de 200 daN/m , aplicada a $1,50 \text{ m}$ de la altura del solado.

f) Sobrecargas para locales destinados a cocheras de vehículos de peso superior a 2500 daN.

Deberán determinarse, en cada uno, teniendo en cuenta las características de los vehículos que las utilizarán.

g) Esfuerzos horizontales en barandas de escaleras y balcones

Para tener en cuenta los esfuerzos horizontales dirigidos hacia el exterior en barandas de escaleras y balcones, se tomará una carga horizontal de 100 daN/m , aplicada a lo largo del borde superior.

T26 a T47 Tablas para cálculo de solicitaciones en losas rectangulares

Nomenclatura

M_x ; M_y : momentos flexores en el centro de la placa según las direcciones paralelas a los lados x; y respectivamente [tm/m]-

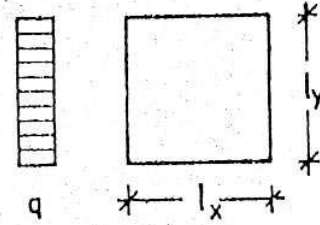
M_x^e ; M_y^e : momentos flexores de apoyo paralelos a los lados x; y respectivamente [tm/m].

R_x , R_y : valores totales de las reacciones sobre los lados articulados x;y [t].

R_x^e ; R_y^e : valores totales de las reacciones sobre los lados empotrados x; y [t].

S : sollicitaçion [M ó R]

T. 26



l_x/l_y	M_x	M_y	R_x	R_y
0,50	0,0965	0,0174	0,269	0,731
0,55	0,0892	0,0210	0,268	0,641
0,60	0,0820	0,0243	0,267	0,566
0,65	0,0750	0,0273	0,266	0,502
0,70	0,0683	0,0298	0,265	0,450
0,75	0,0619	0,0318	0,263	0,404
0,80	0,0560	0,0334	0,261	0,364
0,85	0,0506	0,0348	0,259	0,330
0,90	0,0456	0,0359	0,256	0,300
0,95	0,0410	0,0365	0,253	0,274
1,00	0,0368	0,0368	0,250	0,250
0,95	0,0365	0,0410	0,274	0,253
0,90	0,0359	0,0456	0,300	0,256
0,85	0,0348	0,0506	0,330	0,259
0,80	0,0334	0,0560	0,364	0,261
0,75	0,0318	0,0619	0,404	0,263
0,70	0,0298	0,0683	0,450	0,265
0,65	0,0273	0,0750	0,502	0,266
0,60	0,0243	0,0820	0,566	0,267
0,55	0,0210	0,0892	0,641	0,268
0,50	0,0174	0,0965	0,731	0,269
l_y/l_x				

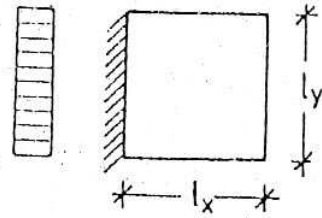
$$\frac{l_x}{l_y} < 1$$

S= coeficiente de tabla . q . l_x^2

$$\frac{l_y}{l_x} < 1$$

S= coeficiente de tabla . q . l_y^2

T 27



l_x/l_y	M_x^e	M_x	M_y	R_x	R_y^e	R_y
0,50	-0,1214	0,0584	0,0060	0,169	1,049	0,613
0,55	-0,1188	0,0562	0,0083	0,168	0,947	0,545
0,60	-0,1159	0,0538	0,0105	0,167	0,845	0,487
0,65	-0,1126	0,0512	0,0127	0,167	0,769	0,437
0,70	-0,1089	0,0485	0,0149	0,166	0,702	0,394
0,75	-0,1050	0,0457	0,0168	0,166	0,643	0,360
0,80	-0,1008	0,0428	0,0187	0,165	0,591	0,329
0,85	-0,0965	0,0400	0,0205	0,165	0,545	0,302
0,90	-0,0922	0,0372	0,0221	0,165	0,504	0,278
0,95	-0,0880	0,0345	0,0234	0,165	0,467	0,255
1,00	-0,0839	0,0318	0,0243	0,166	0,433	0,235
0,95	-0,0881	0,0327	0,0282	0,186	0,440	0,240
0,90	-0,0924	0,0330	0,0323	0,209	0,449	0,245
0,85	-0,0967	0,0328	0,0369	0,234	0,460	0,249
0,80	-0,1011	0,0324	0,0423	0,263	0,471	0,253
0,75	-0,1055	0,0319	0,0485	0,298	0,482	0,257
0,70	-0,1096	0,0309	0,0553	0,339	0,492	0,260
0,65	-0,1133	0,0292	0,0627	0,388	0,501	0,262
0,60	-0,1165	0,0269	0,0707	0,447	0,508	0,264
0,55	-0,1192	0,0240	0,0792	0,519	0,514	0,266
0,50	-0,1215	0,0204	0,0880	0,606	0,520	0,268
l_y/l_x						

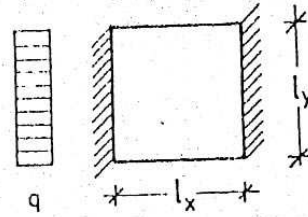
$$\frac{l_x}{l_y} < 1$$

S = coeficiente de tabla . q . l_x^2

$$\frac{l_y}{l_x} < 1$$

S = coeficiente de tabla . q . l_y^2

T. 28

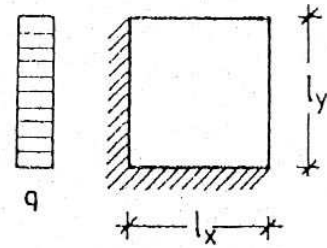


l_x/l_y	M_x^e	M_x	M_y	R_x	R_y
0,50	-0,0845	0,0414	0,0017	0,098	0,902
0,55	-0,0843	0,0408	0,0029	0,097	0,812
0,60	-0,0837	0,0400	0,0043	0,096	0,737
0,65	-0,0828	0,0391	0,0058	0,097	0,673
0,70	-0,0816	0,0380	0,0073	0,097	0,617
0,75	-0,0801	0,0366	0,0088	0,098	0,569
0,80	-0,0784	0,0350	0,0103	0,098	0,527
0,85	-0,0765	0,0335	0,0119	0,099	0,490
0,90	-0,0744	0,0319	0,0134	0,099	0,457
0,95	-0,0722	0,0307	0,0147	0,100	0,427
1,00	-0,0698	0,0285	0,0158	0,102	0,398
0,95	-0,0745	0,0297	0,0189	0,115	0,412
0,90	-0,0796	0,0307	0,0225	0,130	0,426
0,85	-0,0849	0,0314	0,0267	0,148	0,441
0,80	-0,0902	0,0318	0,0316	0,170	0,455
0,75	-0,0957	0,0320	0,0374	0,198	0,469
0,70	-0,1011	0,0319	0,0442	0,232	0,482
0,65	-0,1063	0,0310	0,0519	0,274	0,495
0,60	-0,1111	0,0292	0,0604	0,326	0,507
0,55	-0,1154	0,0266	0,0697	0,391	0,518
0,50	-0,1191	0,0234	0,0799	0,472	0,528
l_y/l_x					

$\frac{l_x}{l_y} < 1$ $S = \text{coeficiente de tabla} \cdot q \cdot l_x^2$

$\frac{l_y}{l_x} < 1$ $S = \text{coeficiente de tabla} \cdot q \cdot l_y^2$

T. 29



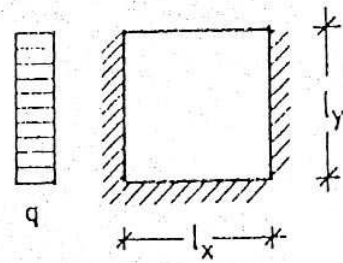
l_x/l_y	M_x^e	M_y^e	M_x	M_y	R_x^e	R_x	R_y^e	R_y
0,50	-0,1177	-0,0782	0,0560	0,0079	0,350	0,157	0,967	0,526
0,55	-0,1136	-0,0779	0,0529	0,0105	0,350	0,158	0,849	0,458
0,60	-0,1093	-0,0776	0,0496	0,0130	0,350	0,158	0,756	0,403
0,65	-0,1047	-0,0773	0,0462	0,0153	0,350	0,159	0,670	0,356
0,70	-0,0996	-0,0768	0,0426	0,0171	0,350	0,159	0,604	0,315
0,75	-0,0940	-0,0759	0,0390	0,0188	0,349	0,160	0,545	0,279
0,80	-0,0882	-0,0746	0,0355	0,0203	0,348	0,161	0,493	0,248
0,85	-0,0825	-0,0731	0,0322	0,0216	0,346	0,162	0,447	0,222
0,90	-0,0773	-0,0714	0,0291	0,0226	0,344	0,163	0,406	0,200
0,95	-0,0724	-0,0696	0,0262	0,0232	0,341	0,163	0,370	0,180
1,00	-0,0677	-0,0677	0,0234	0,0234	0,338	0,162	0,338	0,162
0,95	-0,0696	-0,0724	0,0232	0,0262	0,370	0,180	0,341	0,163
0,90	-0,0714	-0,0773	0,0226	0,0291	0,406	0,200	0,344	0,163
0,85	-0,0731	-0,0825	0,0216	0,0322	0,447	0,222	0,346	0,162
0,80	-0,0746	-0,0882	0,0203	0,0355	0,493	0,248	0,348	0,161
0,75	-0,0759	-0,0940	0,0188	0,0390	0,545	0,279	0,349	0,160
0,70	-0,0768	-0,0996	0,0171	0,0426	0,604	0,315	0,350	0,159
0,65	-0,0773	-0,1047	0,0153	0,0462	0,670	0,356	0,350	0,159
0,60	-0,0776	-0,1093	0,0130	0,0496	0,756	0,403	0,350	0,158
0,55	-0,0779	-0,1136	0,0105	0,0529	0,849	0,458	0,350	0,158
0,50	-0,0782	-0,1177	0,0079	0,0560	0,967	0,526	0,350	0,157

l_y/l_x

$\frac{l_x}{l_y} < 1$ $S = \text{coeficiente de tabla} \cdot q \cdot l_x^2$

$\frac{l_y}{l_x} < 1$ $S = \text{coeficiente de tabla} \cdot q \cdot l_y^2$

T. 30

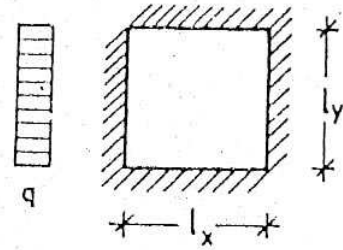


l_y/l_x	M_x^e	M_y^e	M_x	M_y	R_x^e	R_x	R_y^e
0,50	-0,0836	-0,0563	0,0409	0,0028	0,254	0,100	0,823
0,55	-0,0826	-0,0564	0,0398	0,0041	0,254	0,100	0,736
0,60	-0,0813	-0,0566	0,0385	0,0059	0,255	0,099	0,657
0,65	-0,0796	-0,0569	0,0370	0,0075	0,257	0,099	0,591
0,70	-0,0774	-0,0572	0,0352	0,0091	0,259	0,100	0,535
0,75	-0,0748	-0,0571	0,0333	0,0107	0,260	0,100	0,487
0,80	-0,0720	-0,0568	0,0313	0,0123	0,261	0,101	0,445
0,85	-0,0691	-0,0564	0,0292	0,0138	0,262	0,101	0,408
0,90	-0,0660	-0,0560	0,0270	0,0151	0,263	0,102	0,374
0,95	-0,0628	-0,0556	0,0249	0,0161	0,264	0,103	0,343
1,00	-0,0596	-0,0551	0,0228	0,0167	0,265	0,105	0,315
0,95	-0,0626	-0,0599	0,0230	0,0193	0,293	0,120	0,320
0,90	-0,0655	-0,0652	0,0231	0,0222	0,325	0,136	0,325
0,85	-0,0682	-0,0710	0,0229	0,0254	0,362	0,154	0,330
0,80	-0,0706	-0,0773	0,0224	0,0289	0,405	0,175	0,334
0,75	-0,0727	-0,0839	0,0214	0,0327	0,456	0,202	0,337
0,70	-0,0743	-0,0907	0,0198	0,0368	0,515	0,235	0,340
0,65	-0,0755	-0,0978	0,0177	0,0411	0,584	0,274	0,342
0,60	-0,0765	-0,1046	0,0153	0,0452	0,662	0,320	0,343
0,55	-0,0774	-0,1101	0,0127	0,0492	0,752	0,375	0,344
0,50	-0,0782	-0,1140	0,0098	0,0535	0,868	0,442	0,345
l_y/l_x							

$\frac{l_x}{l_y} < 1$ S = coeficiente de tabla $\cdot q \cdot l_x^2$

$\frac{l_y}{l_x} < 1$ S = coeficiente de tabla $\cdot q \cdot l_y^2$

T. 31



l_x/l_y	M_x^e	M_y^e	M_x	M_y	R_x	R_y
0,50	-0,0826	-0,0560	0,0401	0,0038	0,241	0,759
0,55	-0,0806	-0,0561	0,0385	0,0055	0,242	0,667
0,60	-0,0784	-0,0562	0,0367	0,0076	0,244	0,589
0,65	-0,0759	-0,0565	0,0346	0,0096	0,247	0,522
0,70	-0,0731	-0,0568	0,0322	0,0114	0,249	0,466
0,75	-0,0698	-0,0564	0,0297	0,0129	0,250	0,417
0,80	-0,0661	-0,0558	0,0271	0,0143	0,251	0,374
0,85	-0,0620	-0,0550	0,0246	0,0156	0,251	0,337
0,90	-0,0580	-0,0540	0,0222	0,0167	0,251	0,305
0,95	-0,0543	-0,0527	0,0198	0,0173	0,251	0,276
1,00	-0,0511	-0,0511	0,0176	0,0176	0,250	0,250
0,95	-0,0527	-0,0543	0,0173	0,0198	0,276	0,251
0,90	-0,0540	-0,0580	0,0167	0,0222	0,305	0,251
0,85	-0,0550	-0,0620	0,0156	0,0246	0,337	0,251
0,80	-0,0558	-0,0661	0,0143	0,0271	0,374	0,251
0,75	-0,0564	-0,0698	0,0129	0,0297	0,417	0,250
0,70	-0,0568	-0,0731	0,0114	0,0322	0,466	0,249
0,65	-0,0565	-0,0759	0,0096	0,0346	0,522	0,247
0,60	-0,0562	-0,0784	0,0076	0,0367	0,589	0,244
0,55	-0,0561	-0,0806	0,0055	0,0385	0,667	0,242
0,50	-0,0560	-0,0826	0,0038	0,0401	0,759	0,241
l_y/l_x						

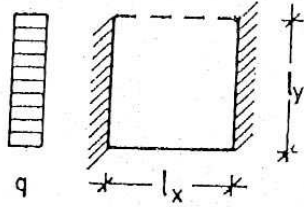
$$\frac{l_x}{l_y} < 1$$

S= coeficiente de tabla . q . l_x^2

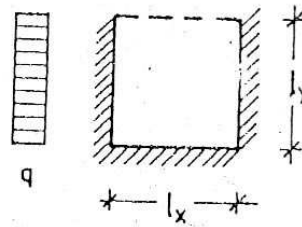
$$\frac{l_y}{l_x} < 1$$

S= coeficiente de tabla . q . l_y^2

T. 34



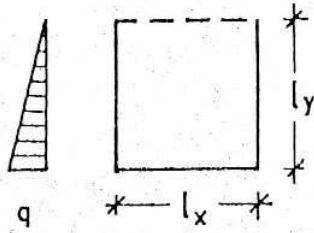
T. 35



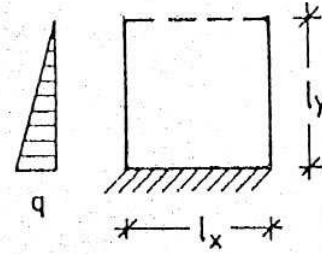
l_y/l_x	M_x^e	M_y	M_x	l_y/l_x	M_y^e	M_x^e	M_y	M_x
0,30	-0,0355	0,0081	0,0103	0,30	-0,0327	-0,0133	-0,0038	0,0026
0,35	-0,0405	0,0093	0,0131	0,35	-0,0396	-0,0165	-0,0023	0,0047
0,40	-0,0451	0,0102	0,0158	0,40	-0,0453	-0,0206	-0,0006	0,0067
0,45	-0,0494	0,0109	0,0185	0,45	-0,0486	-0,0262	0,0012	0,0087
0,50	-0,0534	0,0114	0,0210	0,50	-0,0511	-0,0319	0,0029	0,0108
0,55	-0,0571	0,0119	0,0232	0,55	-0,0526	-0,0369	0,0044	0,0131
0,60	-0,0605	0,0122	0,0253	0,60	-0,0538	-0,0415	0,0056	0,0154
0,65	-0,0635	0,0120	0,0271	0,65	-0,0548	-0,0460	0,0066	0,0175
0,70	-0,0662	0,0115	0,0286	0,70	-0,0556	-0,0496	0,0074	0,0194
0,75	-0,0686	0,0109	0,0300	0,75	-0,0560	-0,0528	0,0081	0,0212
0,80	-0,0706	0,0103	0,0314	0,80	-0,0562	-0,0559	0,0087	0,0229
0,85	-0,0724	0,0098	0,0326	0,85	-0,0563	-0,0589	0,0091	0,0244
0,90	-0,0740	0,0094	0,0336	0,90	-0,0562	-0,0618	0,0092	0,0258
0,95	-0,0754	0,0090	0,0344	0,95	-0,0561	-0,0647	0,0091	0,0271
1,00	-0,0767	0,0085	0,0351	1,00	-0,0560	-0,0675	0,0090	0,0283
1,10	-0,0789	0,0074	0,0359	1,10	-0,0559	-0,0703	0,0085	0,0303
1,20	-0,0806	0,0061	0,0365	1,20	-0,0558	-0,0731	0,0077	0,0321
1,30	-0,0817	0,0047	0,0371	1,30	-0,0557	-0,0759	0,0067	0,0337
1,40	-0,0823	0,0035	0,0377	1,40	-0,0556	-0,0785	0,0059	0,0351
1,50	-0,0826	0,0025	0,0383	1,50	-0,0556	-0,0805	0,0052	0,0362
1,75	-0,0830	0,0015	0,0400	1,75	-0,0556	-0,0823	0,0030	0,0381
2,00	-0,0833	0,0008	0,0417	2,00	-0,0556	-0,0833	0,0015	0,0395

S= coeficiente de tabla . $q \cdot l_x^2$

T. 36



T. 37

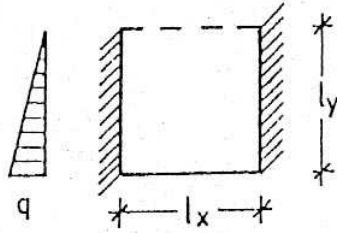


l_y/l_x	M_y	M_x
0,30	0,0051	0,0040
0,35	0,0065	0,0058
0,40	0,0079	0,0067
0,45	0,0092	0,0086
0,50	0,0104	0,0105
0,55	0,0114	0,0125
0,60	0,0122	0,0145
0,65	0,0128	0,0165
0,70	0,0133	0,0184
0,75	0,0137	0,0203
0,80	0,0139	0,0222
0,85	0,0140	0,0241
0,90	0,0141	0,0259
0,95	0,0140	0,0276
1,00	0,0139	0,0292
1,10	0,0135	0,0323
1,20	0,0129	0,0352
1,30	0,0123	0,0379
1,40	0,0116	0,0404
1,50	0,0108	0,0427
1,75	0,0090	0,0474
2,00	0,0070	0,0511

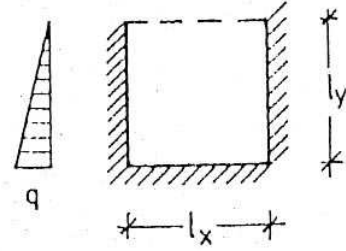
l_y/l_x	M_y^e	M_y	M_x
0,30	-0,0131	-0,0003	0,0006
0,35	-0,0167	0,0004	0,0008
0,40	-0,0204	0,0012	0,0012
0,45	-0,0243	0,0021	0,0020
0,50	-0,0280	0,0030	0,0030
0,55	-0,0315	0,0040	0,0042
0,60	-0,0349	0,0051	0,0056
0,65	-0,0382	0,0061	0,0070
0,70	-0,0415	0,0071	0,0084
0,75	-0,0447	0,0080	0,0099
0,80	-0,0476	0,0089	0,0115
0,85	-0,0502	0,0097	0,0132
0,90	-0,0527	0,0105	0,0149
0,95	-0,0551	0,0111	0,0166
1,00	-0,0573	0,0116	0,0182
1,10	-0,0611	0,0122	0,0215
1,20	-0,0647	0,0126	0,0248
1,30	-0,0679	0,0130	0,0279
1,40	-0,0709	0,0132	0,0309
1,50	-0,0738	0,0133	0,0337
1,75	-0,0790	0,0119	0,0400
2,00	-0,0830	0,0088	0,0453

$S = \text{coeficiente de tabla} \cdot q \cdot l_x^2$

T. 38



T. 39

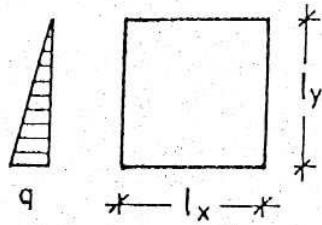


l_y/l_x	M_x^e	M_y	M_x
0,30	-0,0132	0,0045	0,0009
0,35	-0,0155	0,0054	0,0015
0,40	-0,0178	0,0062	0,0024
0,45	-0,0200	0,0069	0,0036
0,50	-0,0221	0,0074	0,0048
0,55	-0,0241	0,0076	0,0059
0,60	-0,0260	0,0077	0,0070
0,65	-0,0278	0,0078	0,0080
0,70	-0,0295	0,0078	0,0090
0,75	-0,0310	0,0077	0,0100
0,80	-0,0324	0,0076	0,0109
0,85	-0,0337	0,0073	0,0118
0,90	-0,0349	0,0070	0,0127
0,95	-0,0360	0,0067	0,0136
1,00	-0,0368	0,0063	0,0145
1,10	-0,0384	0,0056	0,0159
1,20	-0,0396	0,0050	0,0171
1,30	-0,0405	0,0043	0,0179
1,40	-0,0410	0,0037	0,0185
1,50	-0,0413	0,0031	0,0190
1,75	-0,0416	0,0019	0,0200
2,00	-0,0417	0,0009	0,0206

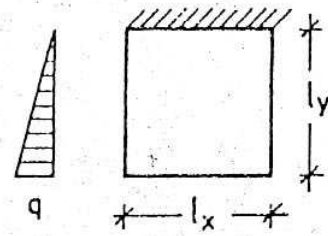
l_y/l_x	M_y^e	M_x^e	M_y	M_x
0,30	-0,0120	-0,0048	0,0002	0,0006
0,35	-0,0148	-0,0066	0,0009	0,0012
0,40	-0,0172	-0,0084	0,0016	0,0018
0,45	-0,0193	-0,0104	0,0024	0,0026
0,50	-0,0212	-0,0124	0,0032	0,0034
0,55	-0,0229	-0,0145	0,0041	0,0042
0,60	-0,0246	-0,0166	0,0050	0,0050
0,65	-0,0262	-0,0186	0,0057	0,0058
0,70	-0,0277	-0,0205	0,0062	0,0067
0,75	-0,0291	-0,0222	0,0065	0,0076
0,80	-0,0304	-0,0238	0,0067	0,0085
0,85	-0,0317	-0,0254	0,0069	0,0094
0,90	-0,0329	-0,0269	0,0071	0,0102
0,95	-0,0340	-0,0283	0,0071	0,0110
1,00	-0,0349	-0,0297	0,0070	0,0118
1,10	-0,0358	-0,0319	0,0068	0,0126
1,20	-0,0375	-0,0338	0,0064	0,0134
1,30	-0,0391	-0,0354	0,0057	0,0142
1,40	-0,0405	-0,0367	0,0049	0,0150
1,50	-0,0418	-0,0378	0,0041	0,0158
1,75	-0,0455	-0,0399	0,0027	0,0179
2,00	-0,0478	-0,0413	0,0016	0,0203

$S = \text{coeficiente de tabla} \cdot q \cdot l_x^2$

T.40



T.41



l_y/l_x	M_y	M_x
0,50	0,0502	0,0117
0,55	0,0468	0,0126
0,60	0,0435	0,0135
0,65	0,0402	0,0142
0,70	0,0369	0,0149
0,75	0,0339	0,0159
0,80	0,0311	0,0167
0,85	0,0285	0,0174
0,90	0,0260	0,0180
0,95	0,0237	0,0183
1,00	0,0216	0,0184
0,95	0,0223	0,0205
0,90	0,0228	0,0228
0,85	0,0230	0,0253
0,80	0,0232	0,0280
0,75	0,0233	0,0311
0,70	0,0233	0,0345
0,65	0,0230	0,0384
0,60	0,0225	0,0425
0,55	0,0218	0,0470
0,50	0,0208	0,0514
l_x/l_y		

l_y/l_x	M_y^e	M_y	M_x
0,50	-0,0560	0,0384	0,0070
0,55	-0,0546	0,0370	0,0076
0,60	-0,0529	0,0354	0,0082
0,65	-0,0509	0,0336	0,0090
0,70	-0,0489	0,0317	0,0098
0,75	-0,0468	0,0299	0,0106
0,80	-0,0446	0,0282	0,0113
0,85	-0,0424	0,0265	0,0120
0,90	-0,0401	0,0248	0,0126
0,95	-0,0377	0,0231	0,0133
1,00	-0,0352	0,0215	0,0138
0,95	-0,0364	0,0222	0,0159
0,90	-0,0377	0,0228	0,0183
0,85	-0,0390	0,0233	0,0211
0,80	-0,0399	0,0237	0,0241
0,75	-0,0406	0,0238	0,0275
0,70	-0,0409	0,0238	0,0313
0,65	-0,0408	0,0237	0,0357
0,60	-0,0403	0,0231	0,0401
0,55	-0,0392	0,0223	0,0449
0,50	-0,0377	0,0212	0,0500
l_x/l_y			

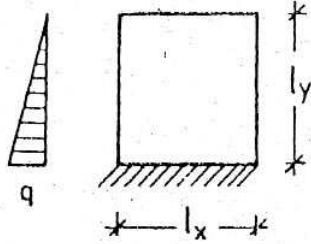
$$\frac{l_y}{l_x} < 1$$

S = coeficiente de tabla $\cdot q \cdot l_y^2$

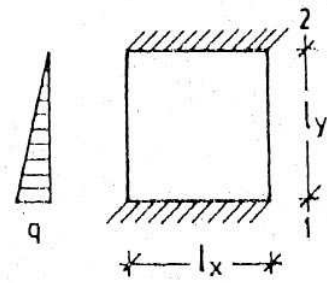
$$\frac{l_x}{l_y} < 1$$

S = coeficiente de tabla $\cdot q \cdot l_x^2$

T.42



T.43



l_y/l_x	M_y^e	M_y	M_x
0,50	-0,0654	0,0273	0,0051
0,55	-0,0642	0,0264	0,0059
0,60	-0,0630	0,0254	0,0067
0,65	-0,0617	0,0242	0,0076
0,70	-0,0600	0,0230	0,0084
0,75	-0,0582	0,0217	0,0089
0,80	-0,0562	0,0205	0,0093
0,85	-0,0541	0,0192	0,0097
0,90	-0,0521	0,0179	0,0102
0,95	-0,0503	0,0167	0,0107
1,00	-0,0487	0,0155	0,0111
0,95	-0,0517	0,0160	0,0129
0,90	-0,0547	0,0163	0,0149
0,85	-0,0578	0,0167	0,0172
0,80	-0,0612	0,0171	0,0197
0,75	-0,0649	0,0174	0,0226
0,70	-0,0687	0,0176	0,0259
0,65	-0,0724	0,0175	0,0296
0,60	-0,0762	0,0173	0,0338
0,55	-0,0800	0,0171	0,0380
0,50	-0,0838	0,0169	0,0423
l_x/l_y			

l_y/l_x	M_{y1}^e	M_{y2}^e	M_y	M_x
0,50	-0,0509	-0,0336	0,0208	0,0037
0,55	-0,0507	-0,0334	0,0205	0,0042
0,60	-0,0505	-0,0332	0,0202	0,0048
0,65	-0,0499	-0,0329	0,0196	0,0054
0,70	-0,0492	-0,0324	0,0191	0,0060
0,75	-0,0483	-0,0318	0,0184	0,0065
0,80	-0,0474	-0,0310	0,0177	0,0069
0,85	-0,0464	-0,0300	0,0170	0,0072
0,90	-0,0454	-0,0289	0,0163	0,0075
0,95	-0,0443	-0,0278	0,0156	0,0077
1,00	-0,0431	-0,0267	0,0148	0,0079
0,95	-0,0465	-0,0282	0,0156	0,0095
0,90	-0,0501	-0,0296	0,0164	0,0112
0,85	-0,0538	-0,0309	0,0171	0,0133
0,80	-0,0580	-0,0321	0,0177	0,0158
0,75	-0,0624	-0,0331	0,0181	0,0187
0,70	-0,0671	-0,0341	0,0184	0,0221
0,65	-0,0714	-0,0350	0,0180	0,0260
0,60	-0,0751	-0,0359	0,0176	0,0302
0,55	-0,0786	-0,0367	0,0172	0,0349
0,50	-0,0818	-0,0374	0,0168	0,0399
l_x/l_y				

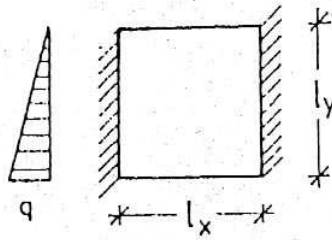
$$\frac{l_x}{l_y} < 1$$

S = coeficiente de tabla . q . l_x^2

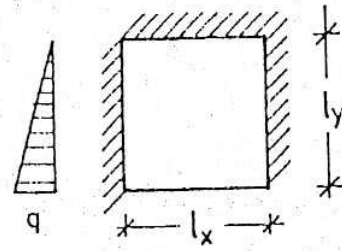
$$\frac{l_y}{l_x} < 1$$

S = coeficiente de tabla . q . l_y^2

T.44



T.45



l_y/l_x	M_x^e	M_y	M_x
0,50	-0,0601	0,0425	0,0117
0,55	-0,0582	0,0375	0,0133
0,60	-0,0562	0,0330	0,0146
0,65	-0,0543	0,0290	0,0155
0,70	-0,0522	0,0254	0,0159
0,75	-0,0499	0,0225	0,0160
0,80	-0,0475	0,0202	0,0159
0,85	-0,0450	0,0191	0,0157
0,90	-0,0424	0,0163	0,0153
0,95	-0,0399	0,0146	0,0149
1,00	-0,0375	0,0130	0,0142
0,95	-0,0389	0,0131	0,0152
0,90	-0,0403	0,0131	0,0163
0,85	-0,0417	0,0129	0,0174
0,80	-0,0433	0,0125	0,0185
0,75	-0,0451	0,0121	0,0198
0,70	-0,0473	0,0115	0,0210
0,65	-0,0496	0,0108	0,0220
0,60	-0,0521	0,0099	0,0231
0,55	-0,0546	0,0089	0,0239
0,50	-0,0572	0,0076	0,0247
l_x/l_y			

l_y/l_x	M_y^e	M_x^e	M_y	M_x
0,50	-0,0519	-0,0465	0,0352	0,0065
0,55	-0,0498	-0,0461	0,0326	0,0076
0,60	-0,0467	-0,0457	0,0300	0,0087
0,65	-0,0429	-0,0452	0,0276	0,0098
0,70	-0,0392	-0,0445	0,0252	0,0111
0,75	-0,0357	-0,0434	0,0230	0,0120
0,80	-0,0323	-0,0421	0,0208	0,0126
0,85	-0,0290	-0,0404	0,0188	0,0129
0,90	-0,0260	-0,0387	0,0168	0,0130
0,95	-0,0232	-0,0373	0,0151	0,0130
1,00	-0,0207	-0,0361	0,0136	0,0129
0,95	-0,0200	-0,0378	0,0137	0,0141
0,90	-0,0193	-0,0397	0,0137	0,0153
0,85	-0,0187	-0,0418	0,0135	0,0166
0,80	-0,0181	-0,0439	0,0130	0,0179
0,75	-0,0171	-0,0460	0,0126	0,0192
0,70	-0,0160	-0,0483	0,0122	0,0205
0,65	-0,0148	-0,0507	0,0116	0,0218
0,60	-0,0136	-0,0533	0,0110	0,0229
0,55	-0,0124	-0,0560	0,0104	0,0239
0,50	-0,0112	-0,0591	0,0098	0,0248
l_x/l_y				

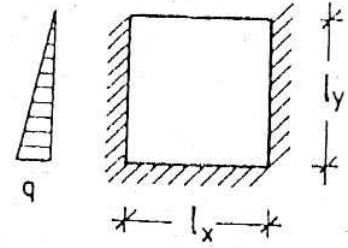
$$\frac{l_x}{l_y} < 1$$

S = coeficiente de tabla . q . l_x^2

$$\frac{l_y}{l_x} < 1$$

S = coeficiente de tabla . q . l_y^2

T.46



l_y/l_x	M_y^e	M_x^e	M_y	M_x
0,50	-0,0621	-0,0362	0,0251	0,0058
0,55	-0,0603	-0,0360	0,0235	0,0062
0,60	-0,0578	-0,0356	0,0217	0,0068
0,65	-0,0548	-0,0352	0,0198	0,0079
0,70	-0,0516	-0,0346	0,0179	0,0089
0,75	-0,0482	-0,0338	0,0161	0,0096
0,80	-0,0450	-0,0329	0,0143	0,0101
0,85	-0,0422	-0,0319	0,0128	0,0105
0,90	-0,0395	-0,0307	0,0117	0,0107
0,95	-0,0370	-0,0296	0,0104	0,0106
1,00	-0,0345	-0,0285	0,0095	0,0105
0,95	-0,0355	-0,0307	0,0096	0,0116
0,90	-0,0365	-0,0330	0,0096	0,0127
0,85	-0,0376	-0,0352	0,0095	0,0138
0,80	-0,0387	-0,0373	0,0094	0,0148
0,75	-0,0399	-0,0395	0,0094	0,0159
0,70	-0,0410	-0,0416	0,0093	0,0170
0,65	-0,0421	-0,0439	0,0093	0,0182
0,60	-0,0431	-0,0460	0,0092	0,0196
0,55	-0,0441	-0,0480	0,0092	0,0211
0,50	-0,0451	-0,0495	0,0092	0,0230
l_x/l_y				

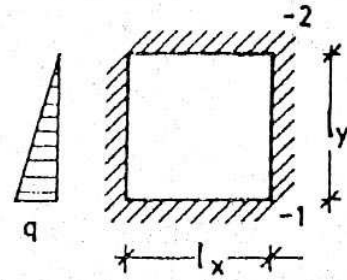
$$\frac{l_x}{l_y} < 1$$

S= coeficiente de tabla . q . l_x²

$$\frac{l_y}{l_x} < 1$$

S= coeficiente de tabla . q . l_y²

T.47



l_y/l_x	M_{y1}^e	M_{y2}^e	M_x^e	M_y	M_x
0,50	-0,0499	-0,0327	-0,0294	0,0200	0,0050
0,55	-0,0487	-0,0319	-0,0296	0,0192	0,0051
0,60	-0,0475	-0,0309	-0,0297	0,0183	0,0052
0,65	-0,0463	-0,0297	-0,0298	0,0173	0,0055
0,70	-0,0449	-0,0282	-0,0298	0,0161	0,0058
0,75	-0,0431	-0,0266	-0,0296	0,0152	0,0066
0,80	-0,0412	-0,0249	-0,0293	0,0142	0,0072
0,85	-0,0391	-0,0230	-0,0290	0,0132	0,0078
0,90	-0,0370	-0,0211	-0,0285	0,0122	0,0083
0,95	-0,0351	-0,0194	-0,0279	0,0112	0,0086
1,00	-0,0333	-0,0178	-0,0270	0,0101	0,0088
0,95	-0,0348	-0,0178	-0,0291	0,0103	0,0099
0,90	-0,0362	-0,0177	-0,0313	0,0104	0,0111
0,85	-0,0375	-0,0175	-0,0336	0,0103	0,0123
0,80	-0,0387	-0,0171	-0,0360	0,0101	0,0136
0,75	-0,0399	-0,0166	-0,0387	0,0097	0,0150
0,70	-0,0410	-0,0158	-0,0414	0,0093	0,0164
0,65	-0,0419	-0,0147	-0,0438	0,0092	0,0180
0,60	-0,0427	-0,0135	-0,0461	0,0092	0,0196
0,55	-0,0434	-0,0123	-0,0482	0,0092	0,0210
0,50	-0,0449	-0,0111	-0,0500	0,0092	0,0223
l_x/l_y					

$$\frac{l_x}{l_y} < 1$$

S = coeficiente de tabla $\cdot q \cdot l_x^2$

$$\frac{l_y}{l_x} < 1$$

S = coeficiente de tabla $\cdot q \cdot l_y^2$

TABLAS Y ÁBACOS

I.1 Flexión pura o compuesta con gran excentricidad BSt 22/34 $K_h > K_h^*$

β_{CN}	$\beta_{CN} 110$		$\beta_{CN} 130$		$\beta_{CN} 170$		$\beta_{CN} 210$		$\beta_{CN} 300$		$\beta_{CN} 380$		$\beta_{CN} 470$		K_S	σ_{\perp}/λ 1/cm ²	K_x	K_z	ϵ_{bf} (%)	ϵ_s (%)
	K_h	d_s	K_h	d_s	K_h	d_s	K_h	d_s	K_h	d_s	K_h	d_s	K_h	d_s						
60	1	49	2	43	2	38	3	33	4	31	5	29	5	0,81	1,26	0,05	0,98	0,26	5,00	
36	4	30	5	26	7	24	8	21	11	19	13	18	14	0,82	1,26	0,09	0,97	0,48	5,00	
25	8	22	10	18	16	17	17	15	22	14	25	13	29	0,83	1,26	0,13	0,96	0,74	5,00	
22	11	18	16	15	22	14	26	12	35	11	42	10,5	46	0,84	1,26	0,15	0,95	0,90	5,00	
18	17	15	24	13	33	12	37	10	54	9,5	59	9	66	0,85	1,26	0,18	0,94	1,12	5,00	
16	22	13	33	11	45	10	56	9	69	8,5	77	8	87	0,86	1,26	0,21	0,92	1,33	5,00	
14	29	12	41	10	59	9	73	8	91	7,5	104	7	119	0,87	1,26	0,24	0,91	1,55	5,00	
13	36	11	50	9,3	72	8,5	85	7,5	108	7,0	119	6,5	134	0,88	1,26	0,26	0,90	1,77	5,00	
12	42	10	64	8,7	84	8,0	99	7,0	126	6,5	148	6,0	163	0,89	1,26	0,28	0,89	1,99	5,00	
12	49	9,5	74	8,3	97	7,5	118	6,5	148	6,0	163	5,6	178	0,90	1,26	0,30	0,88	2,19	5,00	
11	55	9,1	83	7,9	110	7,1	126	6,1	163	5,7	178	5,4	193	0,91	1,26	0,32	0,87	2,40	5,00	
11	63	8,7	95	7,6	126	6,8	141	5,9	193	5,5	208	5,2	223	0,92	1,26	0,34	0,86	2,61	5,00	
10	71	8,4	105	7,3	141	6,6	163	5,7	223	5,3	238	5,0	253	0,93	1,26	0,36	0,86	2,83	5,00	
10	79	8,2	114	7,0	156	6,4	181	5,5	253	5,1	268	4,8	283	0,94	1,26	0,38	0,85	3,05	5,00	
9,6	88	8,0	126	6,8	171	6,2	193	5,4	283	5,0	298	4,7	313	0,95	1,26	0,40	0,84	3,27	5,00	
9,5	93	7,8	134	6,7	181	6,0	208	5,3	313	4,9	328	4,6	343	0,96	1,26	0,41	0,83	3,50	4,99	
9,4	100	7,6	141	6,6	193	5,9	223	5,2	343	4,8	353	4,5	368	0,97	1,26	0,43	0,82	3,50	4,59	
9,2	102	7,5	148	6,5	208	5,8	238	5,1	368	4,7	373	4,4	383	0,98	1,26	0,45	0,81	3,50	4,23	
9,1	108	7,4	156	6,4	213	5,7	253	5,0	383	4,6	388	4,3	393	0,99	1,26	0,47	0,80	3,50	3,91	
8,9	114	7,3	163	6,3	223	5,63	268	4,93	408	4,53	403	4,2	413	1,00	1,26	0,49	0,80	3,50	3,62	
8,8	120	7,2	171	6,2	238	5,56	283	4,86	433	4,46	413	4,25	423	1,01	1,26	0,51	0,80	3,50	3,35	
8,7	126	7,1	181	6,1	253	5,49	308	4,79	453	4,41	423	4,20	433	1,02	1,26	0,53	0,78	3,50	3,11	
8,6	132	7,02	193	6,08	268	5,44	323	4,74	473	4,38	433	4,15	443	1,03	1,26	0,54	0,78	3,50	3,00	

K_h^*

T.1 (Continuación) BSt 22/34 $K_n \leq K_n^*$

β_{CN}	K_n							K_n	K_{n1}
	110	130	170	210	300	380	470		
6,60	7,02	6,09	5,44	4,74	4,38	4,15	1,03	0	
6,55	6,98	6,05	5,41	4,71	4,35	4,13	1,02	0,01	
6,50	6,94	6,02	5,37	4,67	4,33	4,11	1,02	0,02	
6,45	6,90	5,98	5,34	4,64	4,30	4,09	1,02	0,03	
6,40	6,85	5,95	5,31	4,61	4,27	4,07	1,02	0,04	
6,34	6,81	5,91	5,28	4,60	4,25	4,05	1,02	0,05	
6,29	6,77	5,87	5,24	4,57	4,22	4,03	1,01	0,06	
6,24	6,73	5,84	5,21	4,54	4,19	4,01	1,01	0,07	
6,19	6,68	5,80	5,18	4,52	4,17	3,99	1,01	0,08	
6,14	6,64	5,76	5,14	4,49	4,14	3,97	1,01	0,09	
6,08	6,60	5,72	5,11	4,46	4,11	3,95	1,01	0,10	
6,03	6,55	5,68	5,08	4,43	4,08	3,93	1,00	0,11	
7,97	6,51	5,65	5,04	4,40	4,04	3,85	1,00	0,12	
7,92	6,46	5,61	5,01	4,37	4,01	3,82	1,00	0,13	
7,86	6,42	5,57	4,97	4,34	3,98	3,80	1,00	0,14	
7,81	6,37	5,53	4,94	4,31	3,95	3,77	1,00	0,15	
7,75	6,32	5,49	4,90	4,28	3,92	3,74	0,99	0,16	
7,70	6,28	5,45	4,87	4,25	3,89	3,72	0,99	0,17	
7,64	6,24	5,41	4,83	4,21	3,86	3,69	0,99	0,18	
7,58	6,19	5,37	4,80	4,18	3,83	3,66	0,99	0,19	
7,53	6,14	5,33	4,76	4,15	3,80	3,63	0,99	0,20	
7,47	6,10	5,29	4,72	4,12	3,77	3,61	0,98	0,21	
7,41	6,05	5,25	4,69	4,09	3,74	3,58	0,98	0,22	
7,35	6,00	5,21	4,65	4,06	3,71	3,55	0,98	0,23	
7,29	5,95	5,16	4,61	4,02	3,68	3,52	0,98	0,24	
7,23	5,91	5,12	4,57	3,99	3,65	3,49	0,98	0,25	
7,17	5,86	5,08	4,54	3,96	3,62	3,46	0,97	0,26	
7,11	5,81	5,04	4,50	3,92	3,59	3,44	0,97	0,27	
7,05	5,76	4,99	4,46	3,89	3,56	3,41	0,97	0,28	
6,99	5,71	4,95	4,42	3,86	3,53	3,38	0,97	0,29	
6,93	5,66	4,91	4,38	3,82	3,50	3,35	0,96	0,30	
6,87	5,60	4,86	4,34	3,79	3,47	3,32	0,96	0,31	
6,80	5,55	4,82	4,30	3,75	3,44	3,29	0,96	0,32	
6,74	5,50	4,77	4,26	3,72	3,41	3,25	0,96	0,33	
6,67	5,45	4,73	4,22	3,68	3,40	3,22	0,96	0,34	
6,61	5,40	4,68	4,18	3,65	3,37	3,19	0,96	0,35	
6,54	5,34	4,63	4,14	3,61	3,33	3,16	0,95	0,36	
6,48	5,29	4,59	4,10	3,57	3,30	3,13	0,95	0,37	
6,41	5,23	4,54	4,05	3,54	3,26	3,10	0,95	0,38	
6,34	5,18	4,49	4,01	3,50	3,23	3,06	0,95	0,39	
6,27	5,12	4,44	3,97	3,46	3,19	3,03	0,95	0,40	
6,20	5,06	4,39	3,92	3,42	3,16	3,00	0,94	0,41	
6,13	5,01	4,34	3,88	3,38	3,12	2,96	0,94	0,42	
6,06	4,95	4,29	3,83	3,34	3,09	2,93	0,94	0,43	
5,99	4,89	4,24	3,79	3,30	3,05	2,89	0,94	0,44	
5,92	4,83	4,19	3,74	3,26	3,01	2,86	0,94	0,45	
5,84	4,77	4,14	3,70	3,22	2,98	2,82	0,93	0,46	
5,77	4,71	4,09	3,65	3,18	2,94	2,79	0,93	0,47	

d/n	K_n										P_1	
	103	102	101	100	0,99	0,98	0,97	0,96	0,95	0,94		0,93
0,07	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,08	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,01	1,01
0,10	1,00	1,00	1,00	1,00	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,02	1,03
0,12	1,00	1,00	1,00	1,01	1,01	1,01	1,02	1,02	1,02	1,02	1,03	1,04
0,14	1,00	1,00	1,00	1,01	1,01	1,02	1,02	1,03	1,03	1,04	1,04	1,05
0,16	1,00	1,00	1,01	1,01	1,02	1,02	1,03	1,03	1,04	1,04	1,05	1,06
0,18	1,00	1,00	1,01	1,01	1,02	1,02	1,03	1,04	1,04	1,05	1,05	1,06
0,20	1,00	1,00	1,01	1,02	1,02	1,03	1,04	1,05	1,05	1,06	1,07	1,08
0,22	1,00	1,00	1,01	1,02	1,03	1,03	1,04	1,05	1,06	1,07	1,08	1,09

T. 2 Flexión pura o compuesta con gran excentricidad

BSt 42/50

$\beta_{CN} 110$		$\beta_{CN} 130$		$\beta_{CN} 170$		$\beta_{CN} 210$		$\beta_{CN} 300$		$\beta_{CN} 380$		$\beta_{CN} 470$		K_1	K_2	K_3	K_4	E_{bl}	E_k
K_h	d_s	K_h	d_s	K_h	d_s	K_h	d_s	K_h	d_s	K_h	d_s	K_h	d_s					(%)	(%)
35	1	29	2	25	2	23	3	20	3	18	4	1	5	0,43	2,40	0,09	0,97	0,50	5,00
22	3	17,4	5	15,3	6	13,5	8	11,8	11	10,3	12	0,3	14	0,44	2,40	0,15	0,95	0,90	5,00
15,8	6	13,3	9	11,1	13	10,1	16	8,8	21	8,2	24	0,7	27	0,45	2,40	0,21	0,93	1,32	5,00
13,1	10	10,8	15	9,3	20	8,4	25	7,3	33	6,8	38	6,4	43	0,46	2,40	0,26	0,91	1,73	5,00
11,7	14	9,6	21	8,3	28	7,4	35	6,5	45	6,0	53	5,7	57	0,47	2,40	0,30	0,89	2,14	5,00
10,7	18	8,8	26	7,6	36	6,9	42	6,0	57	5,5	5	5,2		0,48	2,40	0,34	0,87	2,54	5,00
10,1	21	8,3	32	7,1	43	6,4	54	5,6		5,2		4,9		0,49	2,40	0,37	0,85	2,95	5,00
9,7	25	7,9	38	6,9	50	6,1		5,3		4,9		4,7		0,50	2,40	0,40	0,83	3,38	5,00
9,2	30	7,6	44	6,5	60	5,9		5,1		4,7		4,5		0,51	2,40	0,44	0,82	3,50	4,45
9,0	35	7,4	50	6,3		5,7		5,0		4,6		4,4		0,52	2,40	0,48	0,80	3,50	3,83
8,7	40	7,2	58	6,2		5,6		4,9		4,5		4,3		0,53	2,40	0,51	0,79	3,50	3,31
8,6	45	7,02		6,08		5,44		4,74		4,38		4,15		0,54	2,40	0,54	0,78	3,50	3,00

β_{CN}	K_h							K_1	K_{s1}
	110	130	170	210	300	380	470		
8,40	7,02	6,08	5,44	4,74	4,38	4,15	0,54	0	
8,50	6,94	6,01	5,38	4,69	4,33	4,11	0,53	0,01	
8,40	6,86	5,94	5,31	4,64	4,28	4,06	0,53	0,02	
8,31	6,78	5,87	5,25	4,58	4,23	4,01	0,53	0,03	
8,21	6,70	5,80	5,19	4,53	4,18	3,96	0,53	0,04	
8,10	6,62	5,73	5,12	4,47	4,13	3,91	0,53	0,05	
8,00	6,53	5,66	5,06	4,41	4,07	3,86	0,53	0,06	
7,90	6,45	5,59	4,99	4,36	4,02	3,81	0,52	0,07	
7,79	6,30	5,51	4,93	4,30	3,97	3,76	0,52	0,08	
7,69	6,21	5,44	4,86	4,24	3,91	3,71	0,52	0,09	
7,58	6,13	5,36	4,79	4,18	3,88	3,66	0,52	0,10	
7,47	6,10	5,28	4,72	4,12	3,80	3,61	0,52	0,11	
7,36	6,01	5,20	4,65	4,06	3,75	3,55	0,51	0,12	
7,24	5,91	5,12	4,58	4,00	3,69	3,50	0,51	0,13	
7,13	5,82	5,04	4,51	3,93	3,63	3,44	0,51	0,14	
7,01	5,72	4,96	4,43	3,87	3,57	3,39	0,51	0,15	
6,89	5,63	4,88	4,36	3,80	3,51	3,33	0,51	0,16	
6,77	5,53	4,79	4,28	3,74	3,45	3,27	0,50	0,17	
6,65	5,43	4,70	4,21	3,67	3,39	3,21	0,50	0,18	
6,53	5,33	4,61	4,13	3,60	3,32	3,15	0,50	0,19	
6,40	5,22	4,52	4,05	3,53	3,26	3,09	0,50	0,20	
6,27	5,12	4,43	3,98	3,46	3,19	3,03	0,50	0,21	
6,13	5,01	4,34	3,88	3,38	3,12	2,96	0,49	0,22	
6,00	4,90	4,24	3,79	3,31	3,05	2,90	0,49	0,23	
5,86	4,78	4,14	3,70	3,23	2,98	2,83	0,49	0,24	
5,72	4,67	4,04	3,61	3,15	2,91	2,76	0,49	0,25	

d_i/n	η						η
	0,54	0,53	0,52	0,51	0,50	0,49	
0,01	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,08	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,01
0,10	1,00	1,00	1,00	1,01	1,01	1,01	1,03
0,12	1,00	1,00	1,01	1,01	1,02	1,03	1,04
0,14	1,00	1,00	1,01	1,02	1,02	1,03	1,05
0,16	1,00	1,00	1,01	1,03	1,04	1,05	1,11
0,19	1,00	1,00	1,02	1,05	1,05	1,06	1,13
0,20	1,00	1,00	1,02	1,04	1,05	1,05	1,16
0,22	1,00	1,00	1,02	1,05	1,06	1,06	1,19

T.3 Flexión pura o compuesta con gran excentricidad

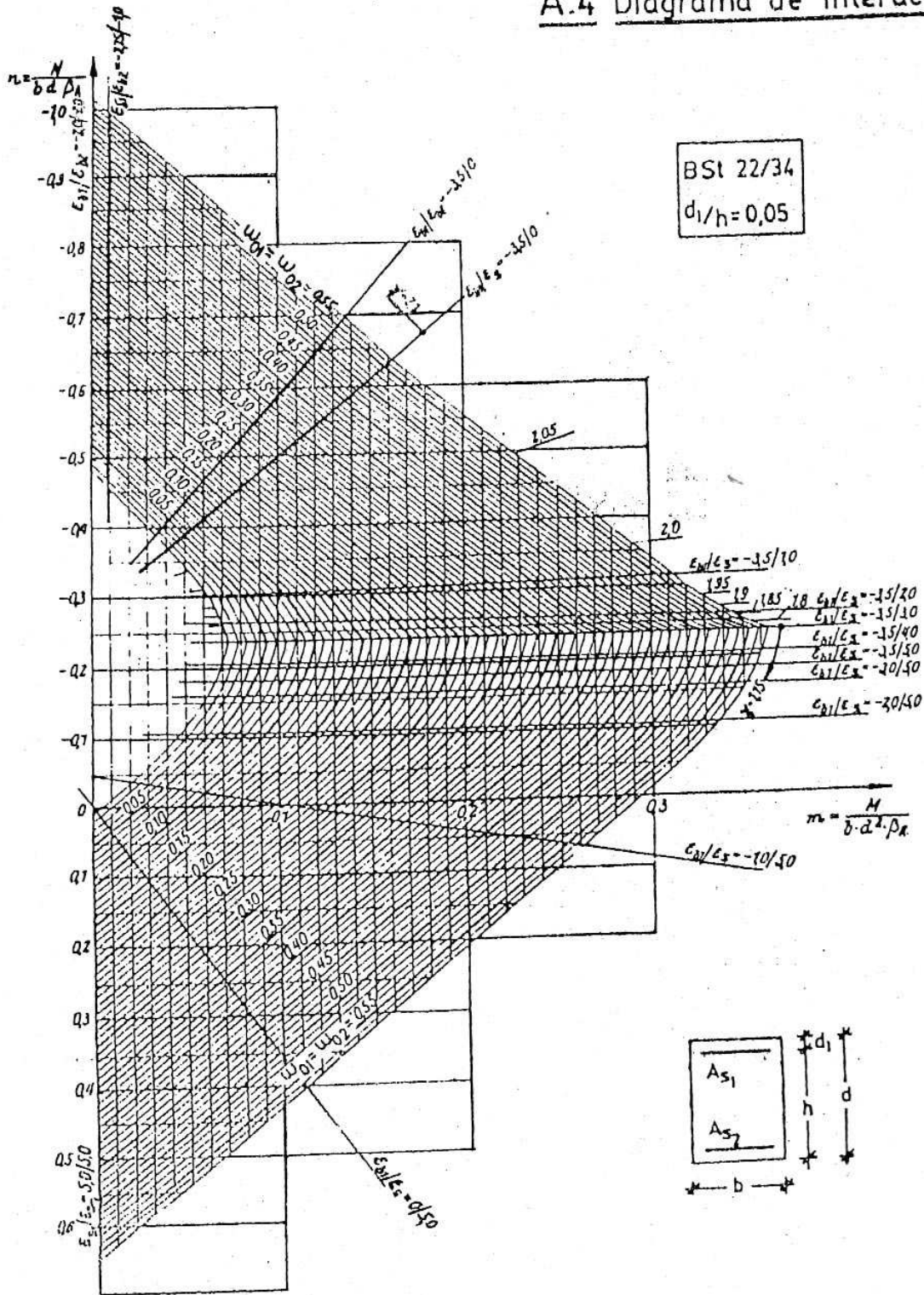
BSI 50/55

A_{CN} 110		β_{CN} 130		β_{CN} 170		β_{CN} 210		β_{CN} 300		β_{CN} 380		β_{CN} 470		K_S	$\sigma_{w/3}$ (mm ²)	K_X	K_Z	$-E_{B1}$ (%)	E_s (%)
K_N	d_s	K_N	d_s	K_N	d_s	K_N	d_s	K_N	d_s	K_N	d_s	K_N	d_s						
40	0,5	12	1	28	1	13	1	13	7	20	7	19	7	0,36	2,86	0,08	0,97	0,44	5,00
21	2	17,1	1	14,5	4	13,3	5	11,4	7	10,7	8	10,2	8	0,37	2,86	0,16	0,95	0,52	5,00
15,1	4	12,4	6	10,7	8	9,4	11	8,4	14	7,7	17	7,4	18	0,38	2,86	0,22	0,92	1,41	5,00
12,4	7	10,2	10	8,7	14	7,9	17	6,9	22	6,4	27	6,1	29	0,39	2,86	0,28	0,90	1,91	5,00
11,2	9	9,1	14	7,5	19	7,1	23	6,2	30	5,7	36	5,4	41	0,40	2,86	0,32	0,87	2,39	5,00
10,3	12	8,4	18	7,3	24	6,5	31	5,7		5,2		5,0		0,41	2,86	0,35	0,85	2,87	5,00
9,7	15	7,9	23	6,9	30	6,1		5,4		4,9		4,7		0,42	2,86	0,40	0,83	3,38	5,00
9,2	18	7,4	26	6,5	37	5,9		5,1		4,7		4,5		0,43	2,86	0,45	0,81	3,50	4,32
8,9	22	7,3	32	6,3		5,63		4,9		4,5		4,3		0,44	2,86	0,49	0,80	3,50	3,52
K_N^*	8,4	7,02		6,04		5,44		4,74		4,38		4,15		0,45	2,86	0,54	0,79	3,50	3,00

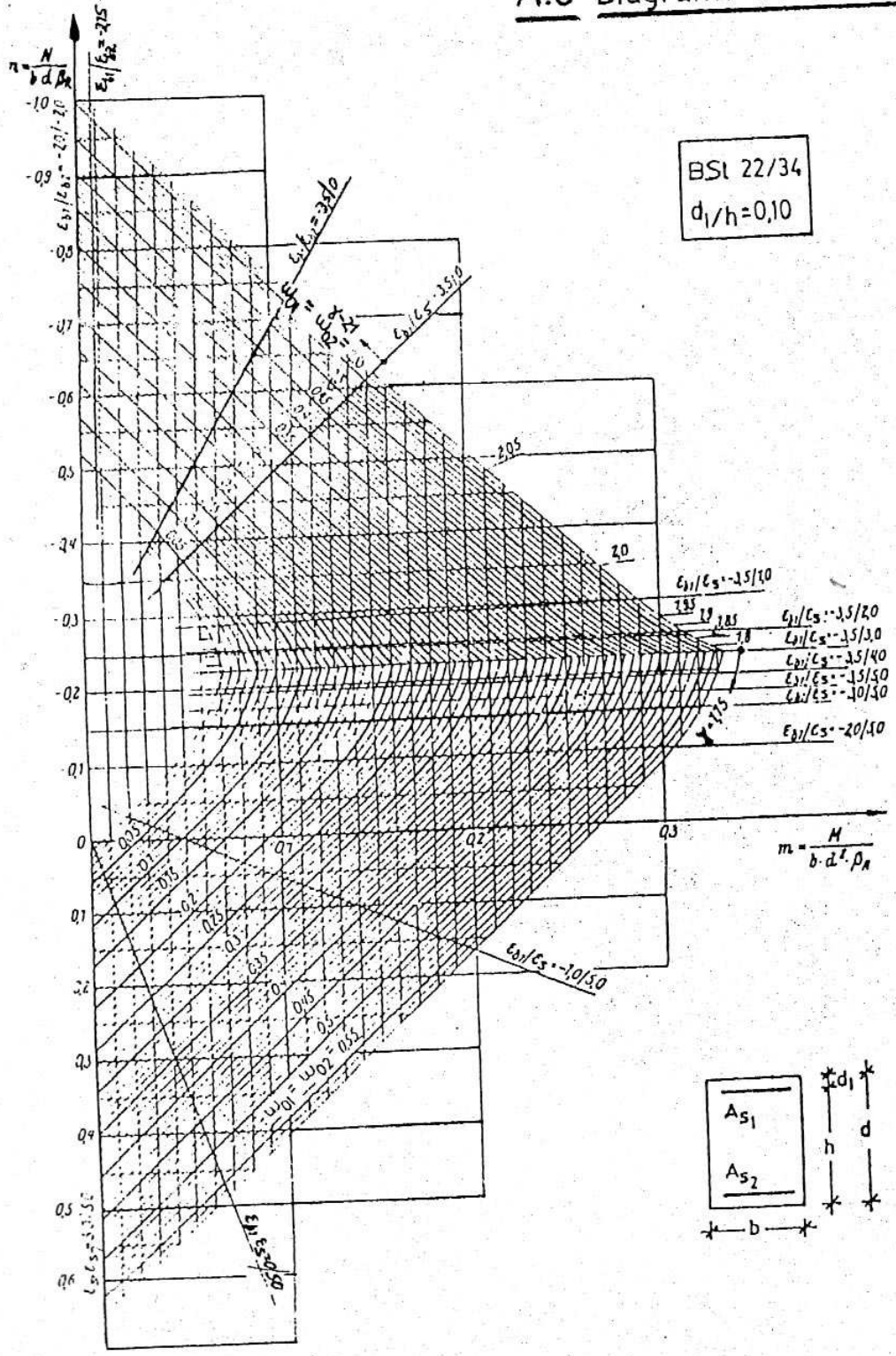
β_{CN}	K_N							K_S	K_{B1}
	110	130	170	210	300	380	470		
8,60	7,02	6,08	5,44	4,74	4,38	4,15	0,45	0	
8,48	6,93	6,00	5,36	4,68	4,32	4,10	0,45	0,01	
8,37	6,81	5,92	5,29	4,61	4,26	4,04	0,45	0,02	
8,25	6,71	5,83	5,22	4,55	4,20	3,98	0,45	0,03	
8,13	6,64	5,75	5,14	4,48	4,14	3,93	0,44	0,04	
8,01	6,54	5,66	5,06	4,42	4,08	3,87	0,44	0,05	
7,88	6,44	5,57	4,98	4,35	4,01	3,81	0,44	0,06	
7,76	6,31	5,49	4,91	4,28	3,95	3,75	0,44	0,07	
7,63	6,23	5,40	4,82	4,21	3,88	3,69	0,44	0,08	
7,50	6,12	5,30	4,74	4,14	3,82	3,62	0,43	0,09	
7,37	6,01	5,21	4,66	4,08	3,75	3,56	0,43	0,10	
7,23	5,91	5,11	4,57	3,99	3,68	3,49	0,43	0,11	
7,10	5,79	5,02	4,49	3,91	3,61	3,43	0,43	0,12	
6,96	5,68	4,92	4,40	3,84	3,54	3,36	0,43	0,13	
6,81	5,56	4,82	4,31	3,76	3,47	3,29	0,42	0,14	
6,67	5,44	4,72	4,21	3,68	3,39	3,22	0,42	0,15	
6,52	5,32	4,61	4,12	3,60	3,32	3,15	0,42	0,16	
6,37	5,20	4,50	4,02	3,51	3,24	3,07	0,42	0,17	
6,21	5,07	4,39	3,93	3,43	3,16	3,00	0,42	0,18	
6,05	4,94	4,28	3,83	3,34	3,07	2,92	0,41	0,19	
5,89	4,80	4,16	3,72	3,25	3,00	2,84	0,41	0,20	
5,72	4,67	4,04	3,61	3,15	2,91	2,77	0,41	0,21	

d_{Vh}	ρ					ρ
	0,45	0,44	0,43	0,42	0,41	
0,07	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,08	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,01
0,10	1,00	1,00	1,01	1,01	1,01	1,03
0,12	1,00	1,01	1,01	1,02	1,03	1,06
0,14	1,00	1,01	1,02	1,03	1,04	1,08
0,16	1,00	1,01	1,02	1,04	1,05	1,11
0,18	1,00	1,01	1,03	1,04	1,06	1,15
0,20	1,00	1,01	1,03	1,05	1,07	1,25
0,22	1,00	1,02	1,04	1,06	1,09	1,37

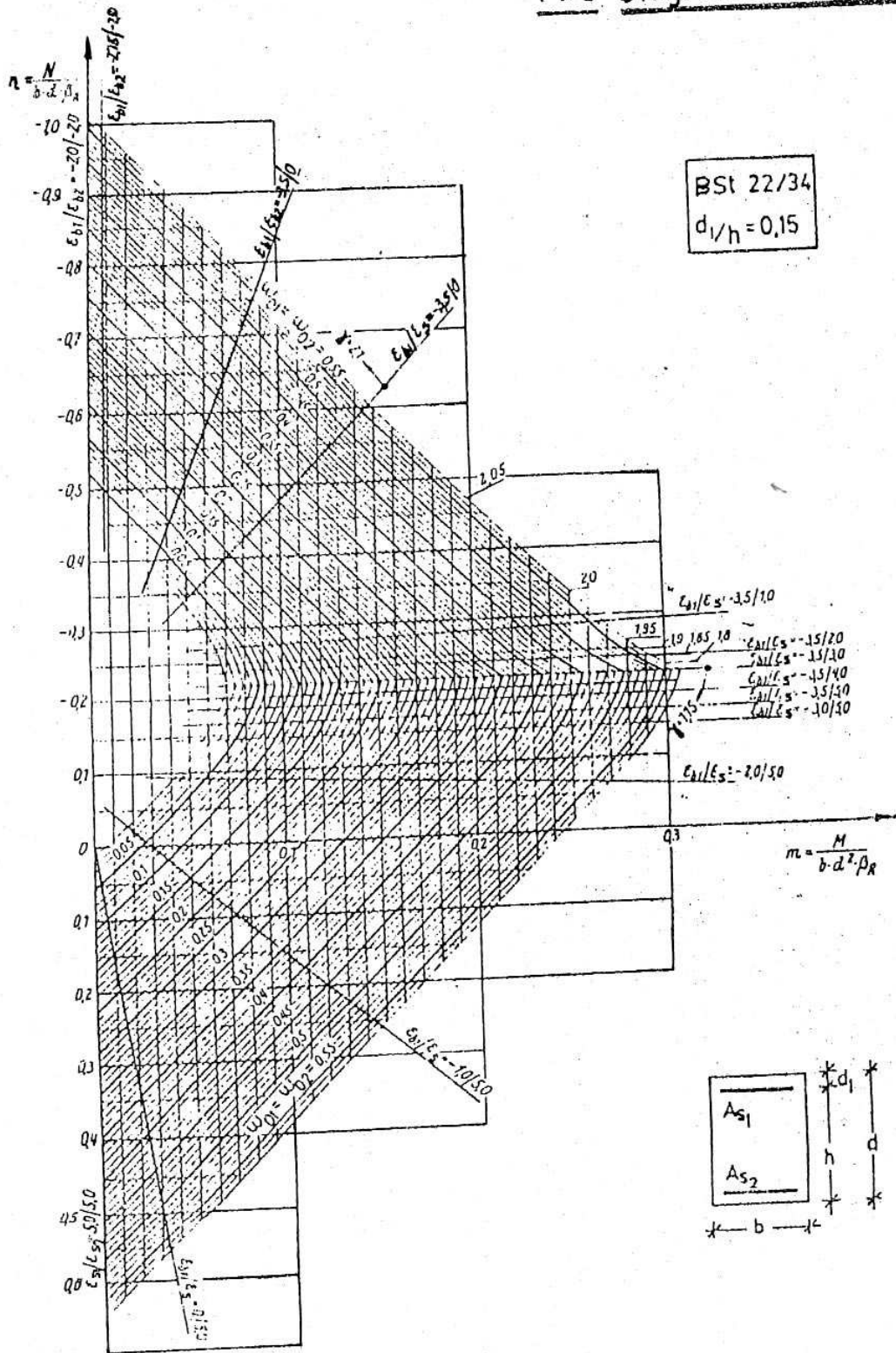
A.4 Diagrama de interacción



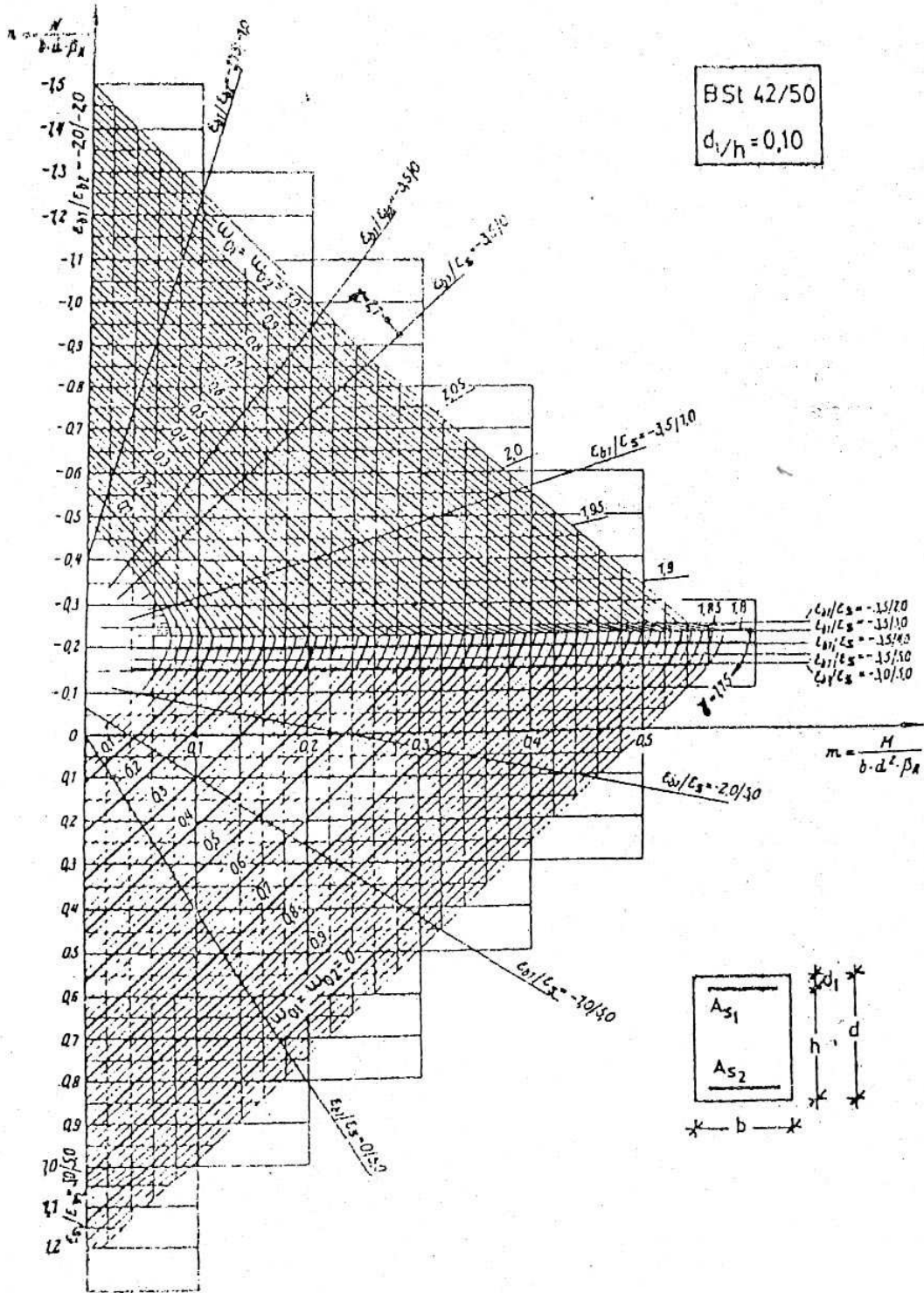
A.5 Diagrama de interacción



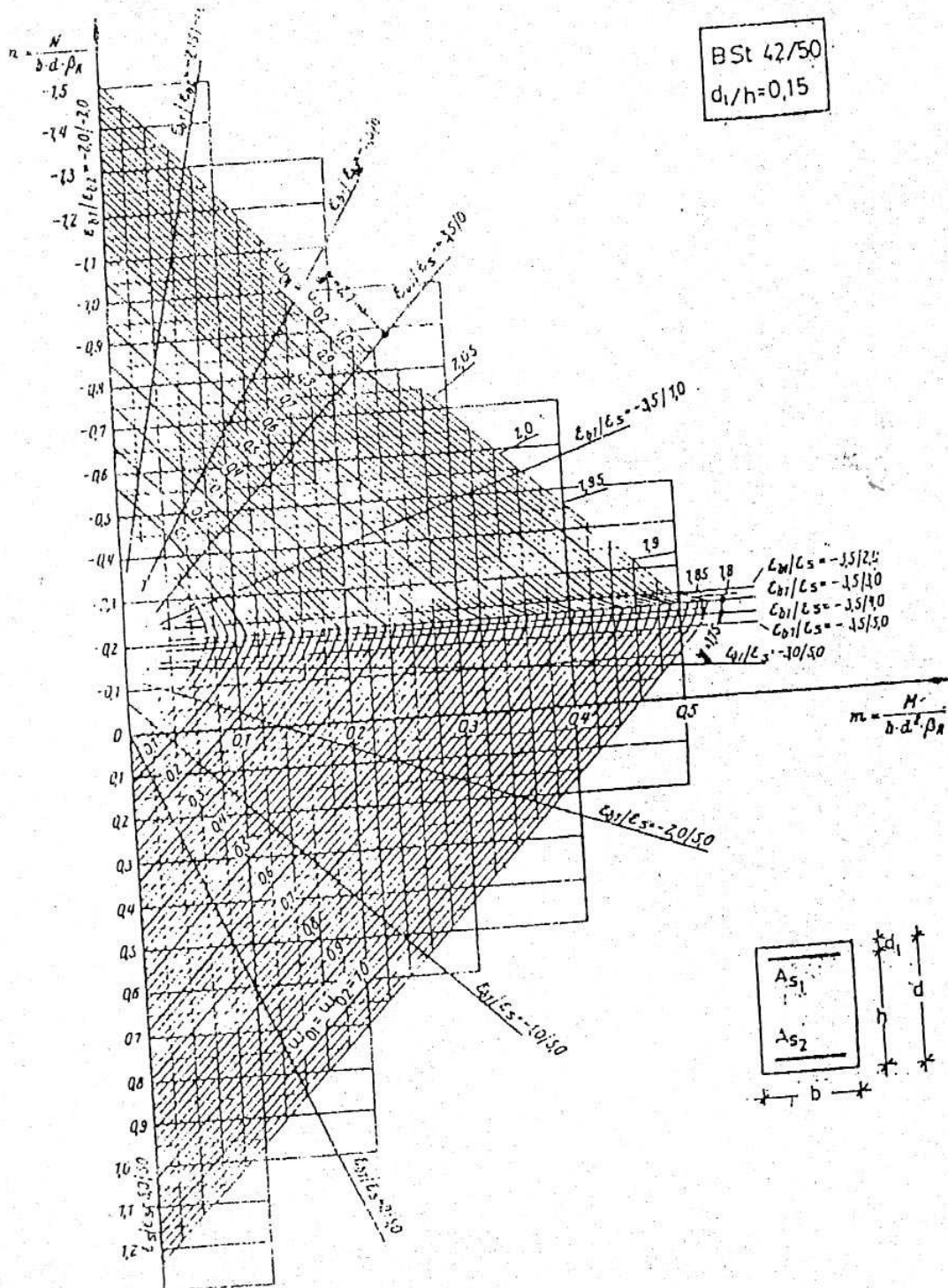
A.6 Diagrama de interacción



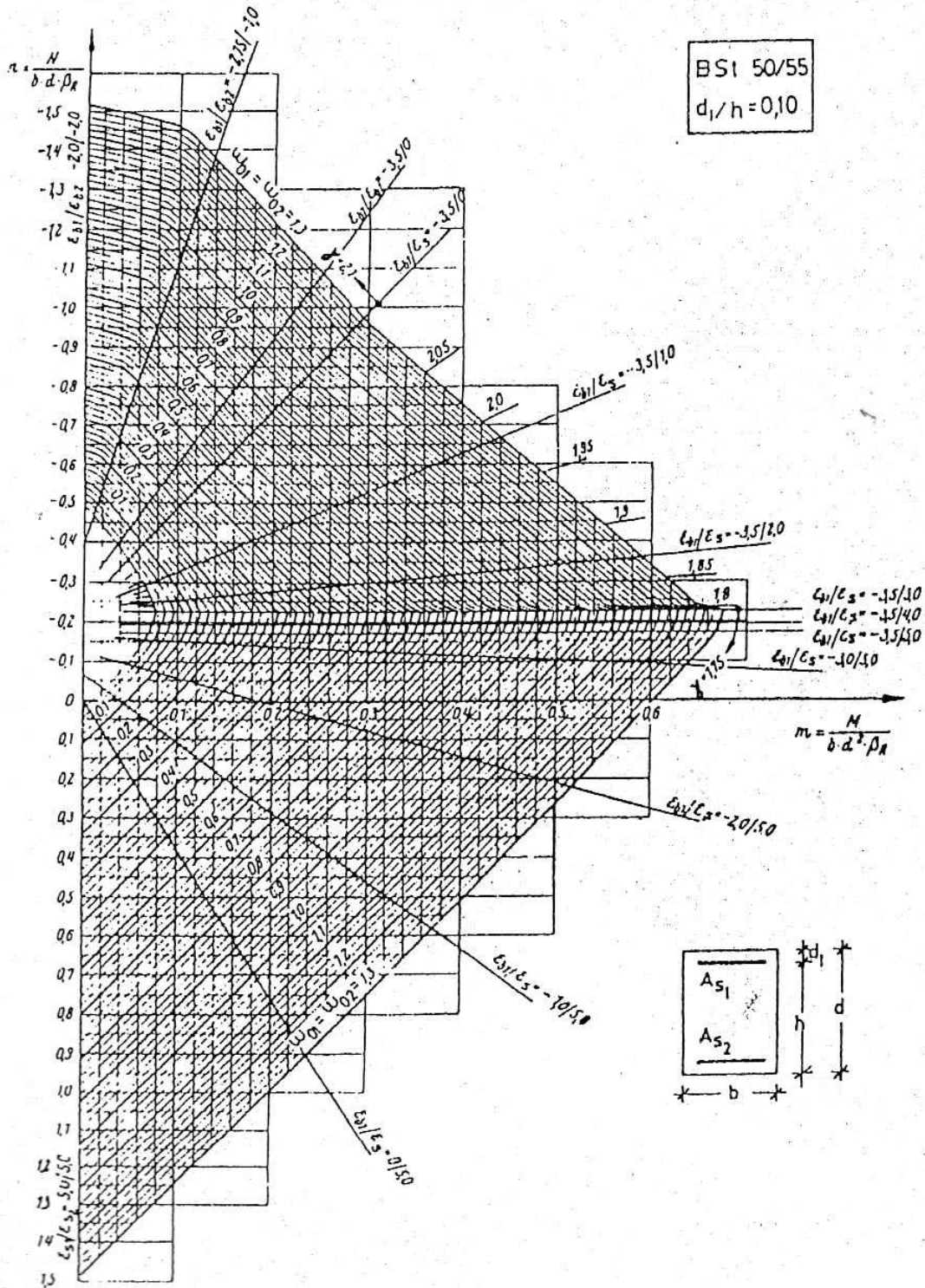
A.8 Diagrama de interacción



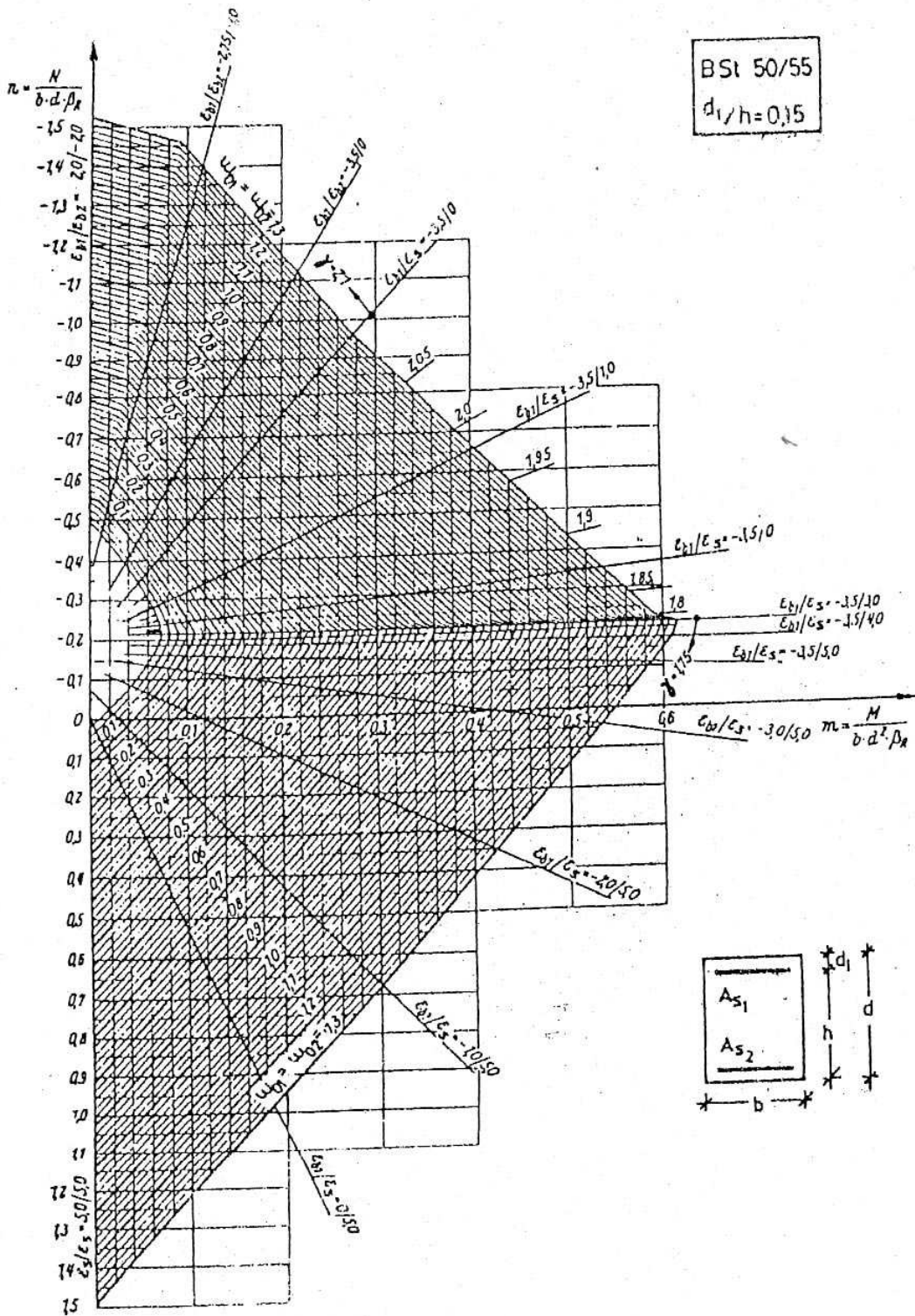
A.9 Diagrama de interacción



A.11 Diagrama de interacción

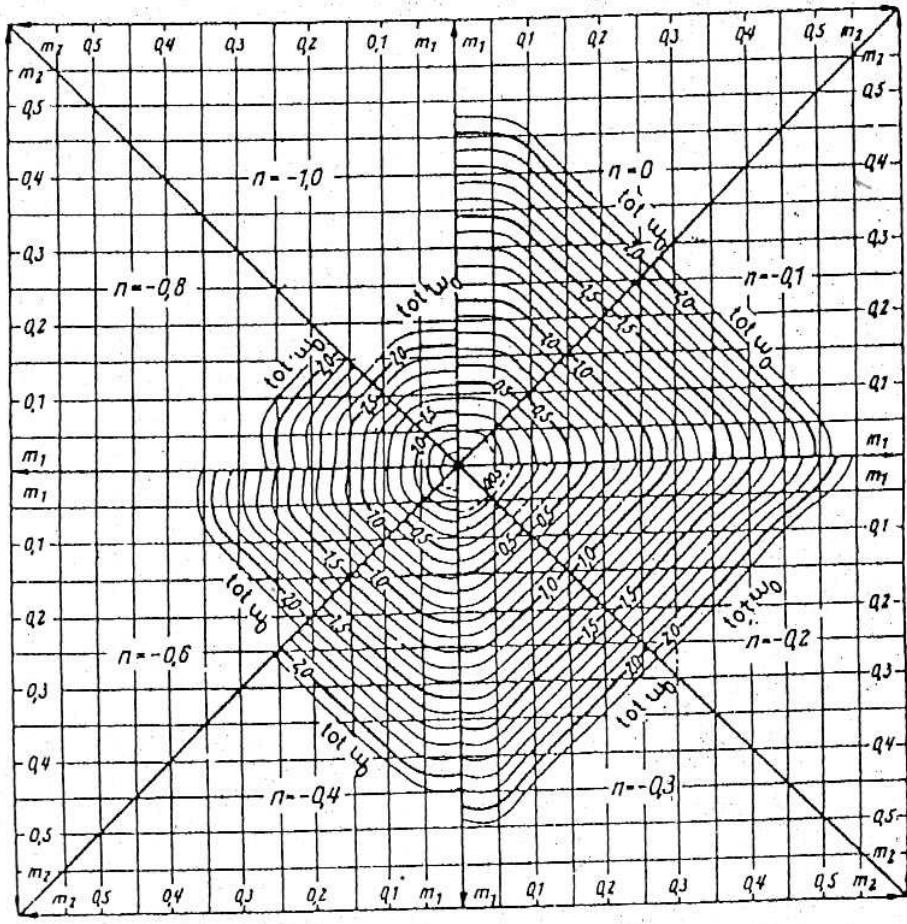
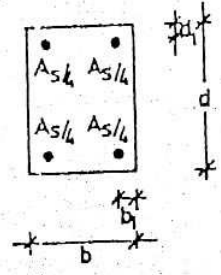


A.12 Diagrama de interacción



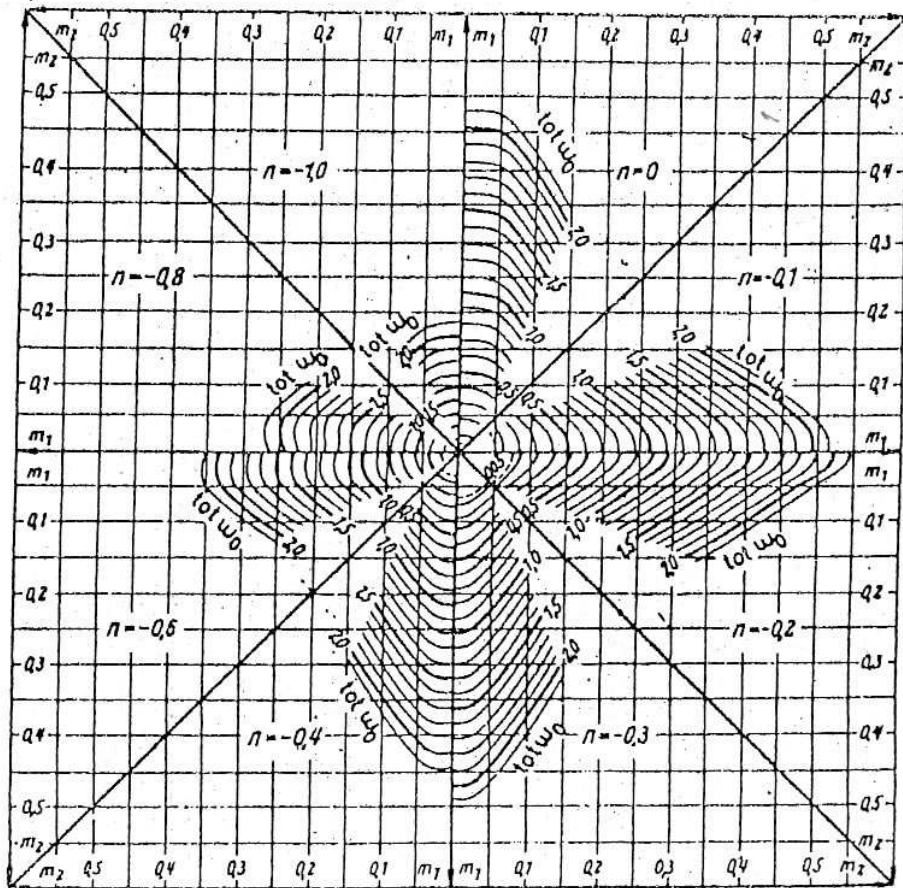
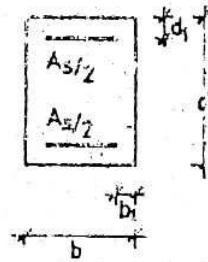
A.13 Flexion compuesta oblicua

BSI 42/50
 $d_1/d = b_1/b = 0,10$



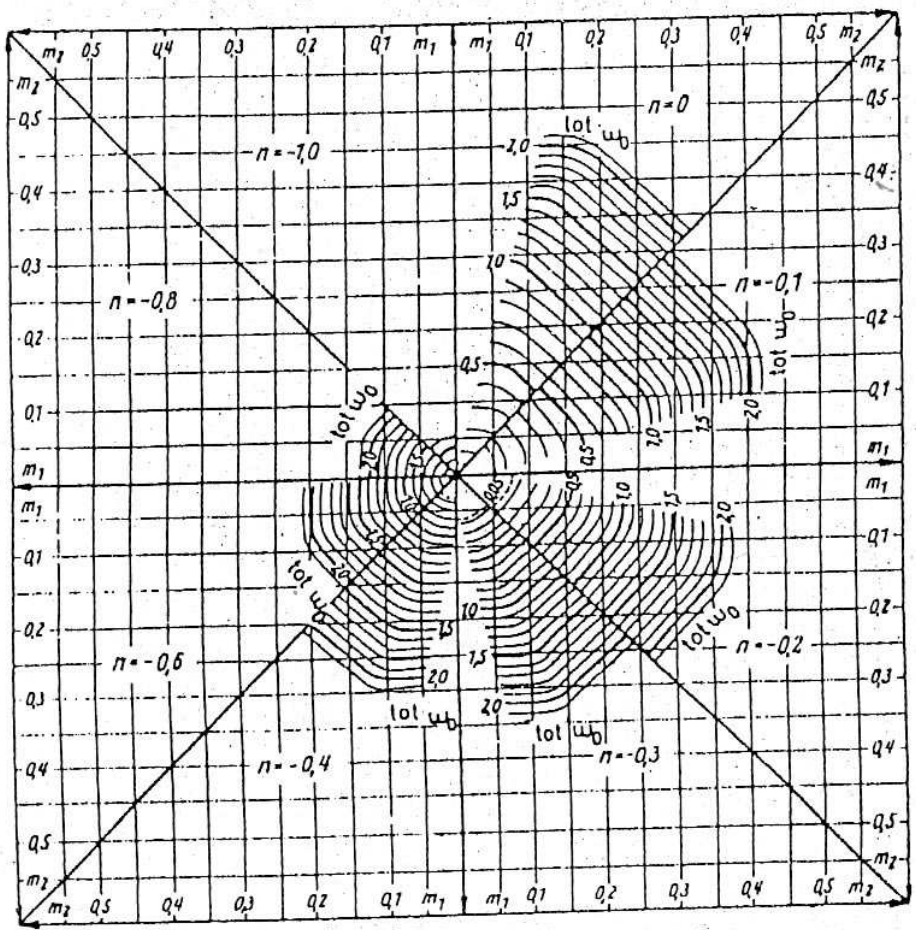
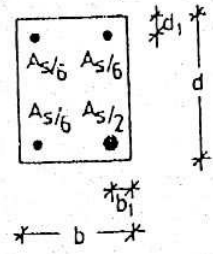
A.14 Flexion compuesta oblicua

BSt 42/50
 $d_1/d = b_1/b = 0,10$



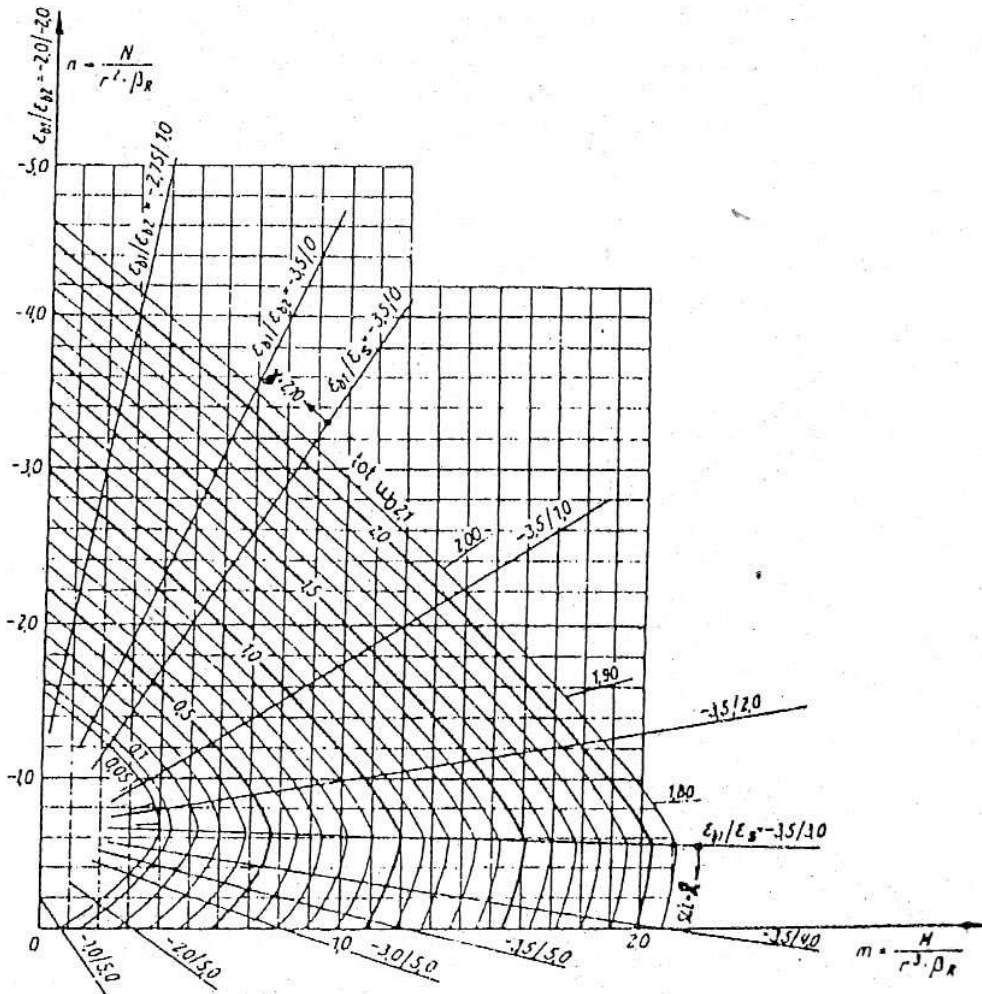
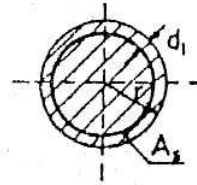
A.15 Flexión compuesta oblicua

BSt 42/50
 $d_1/d = b_1/b = 0,10$



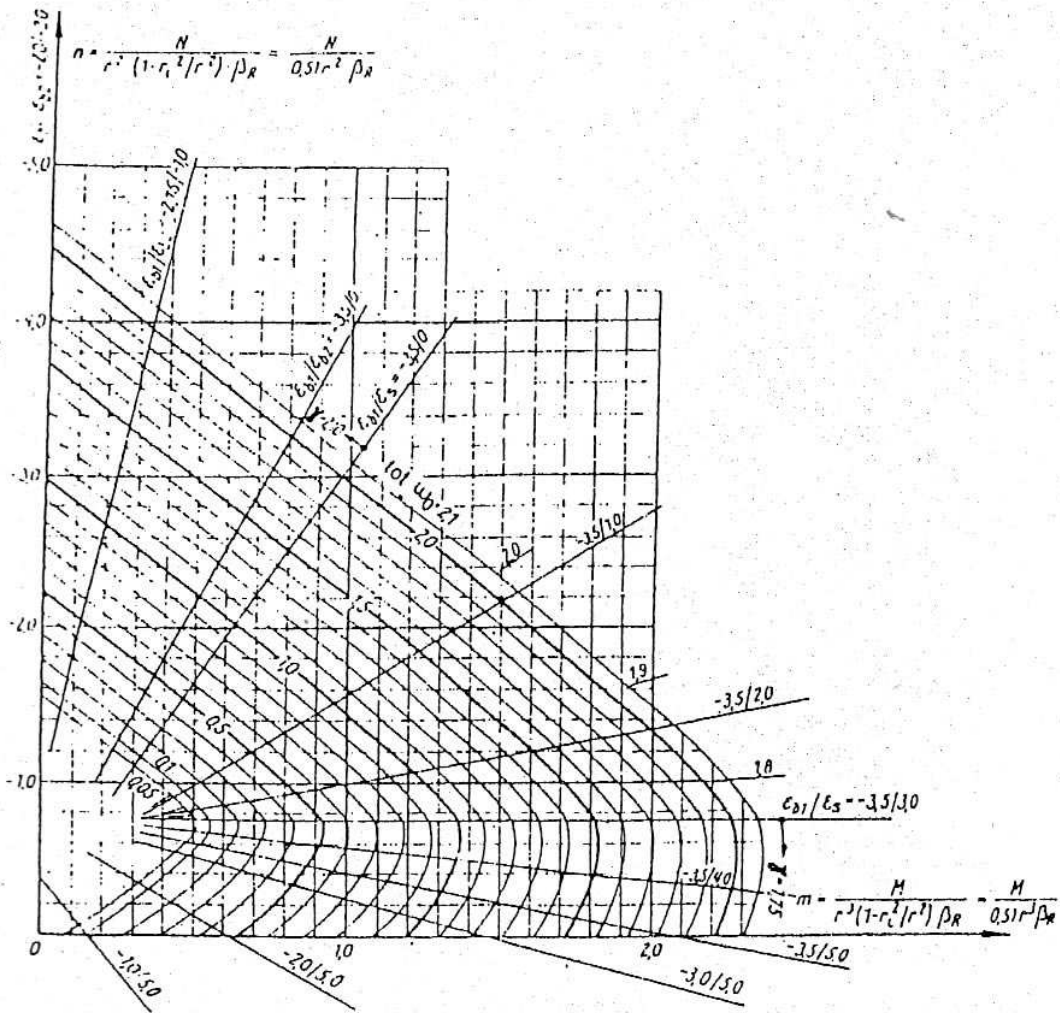
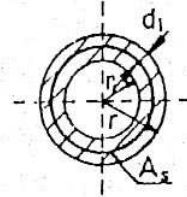
A.16 Diagrama de interacción

BSI 42/50
 $d_1/r = 0,20$



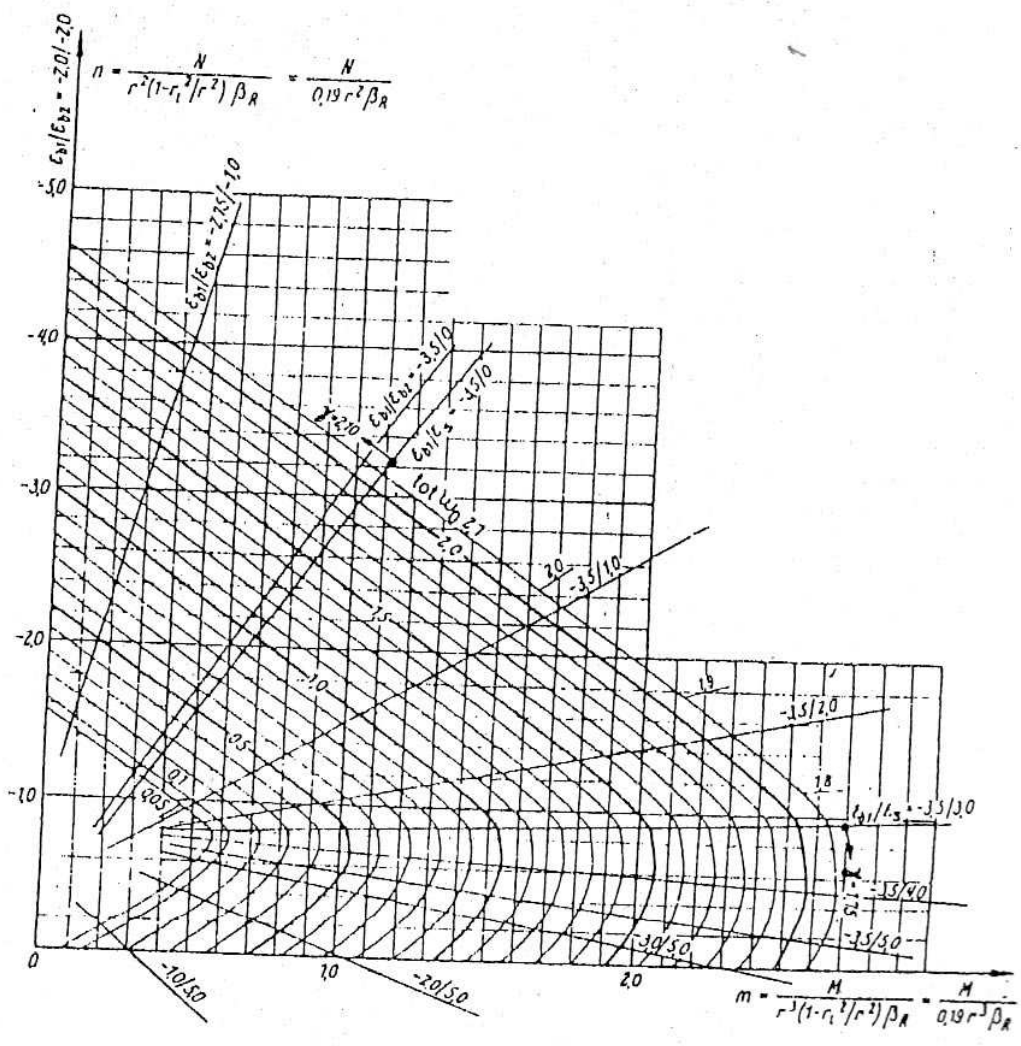
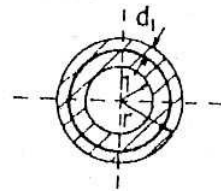
A.17 Diagrama de interacción

BSI 42/50
 $r_1/r = 0,70$ $d_1/(r-r_1) = 0,50$

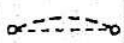
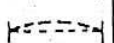
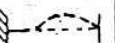
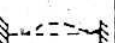
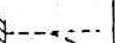




A.18 Diagrama de interacción

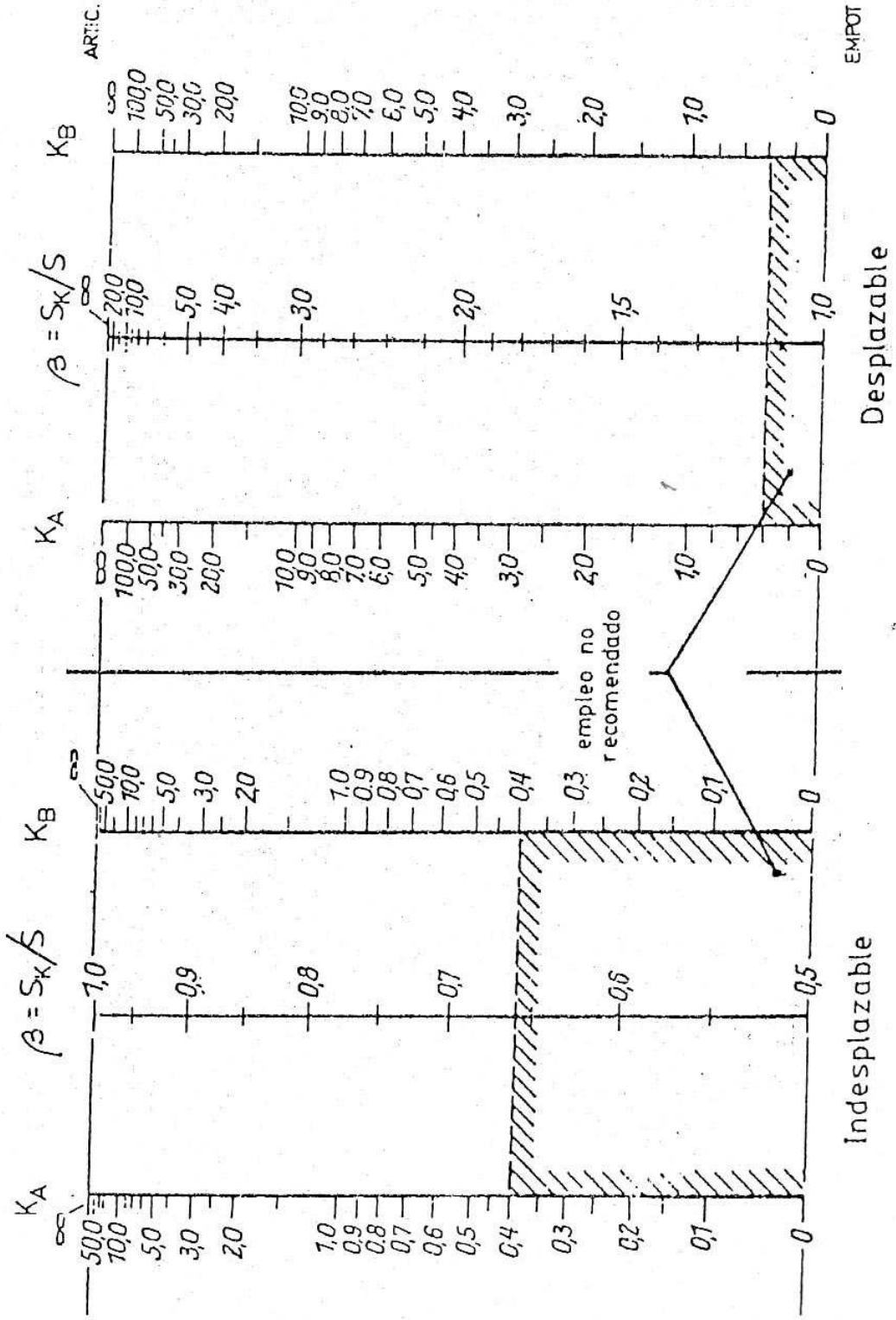
BSt 42/50
 $r_i/r = 0,90$ $d_1/(r-r_i) = 0,50$



T.19 Coeficiente β para la determinación de las longitudes de pandeo

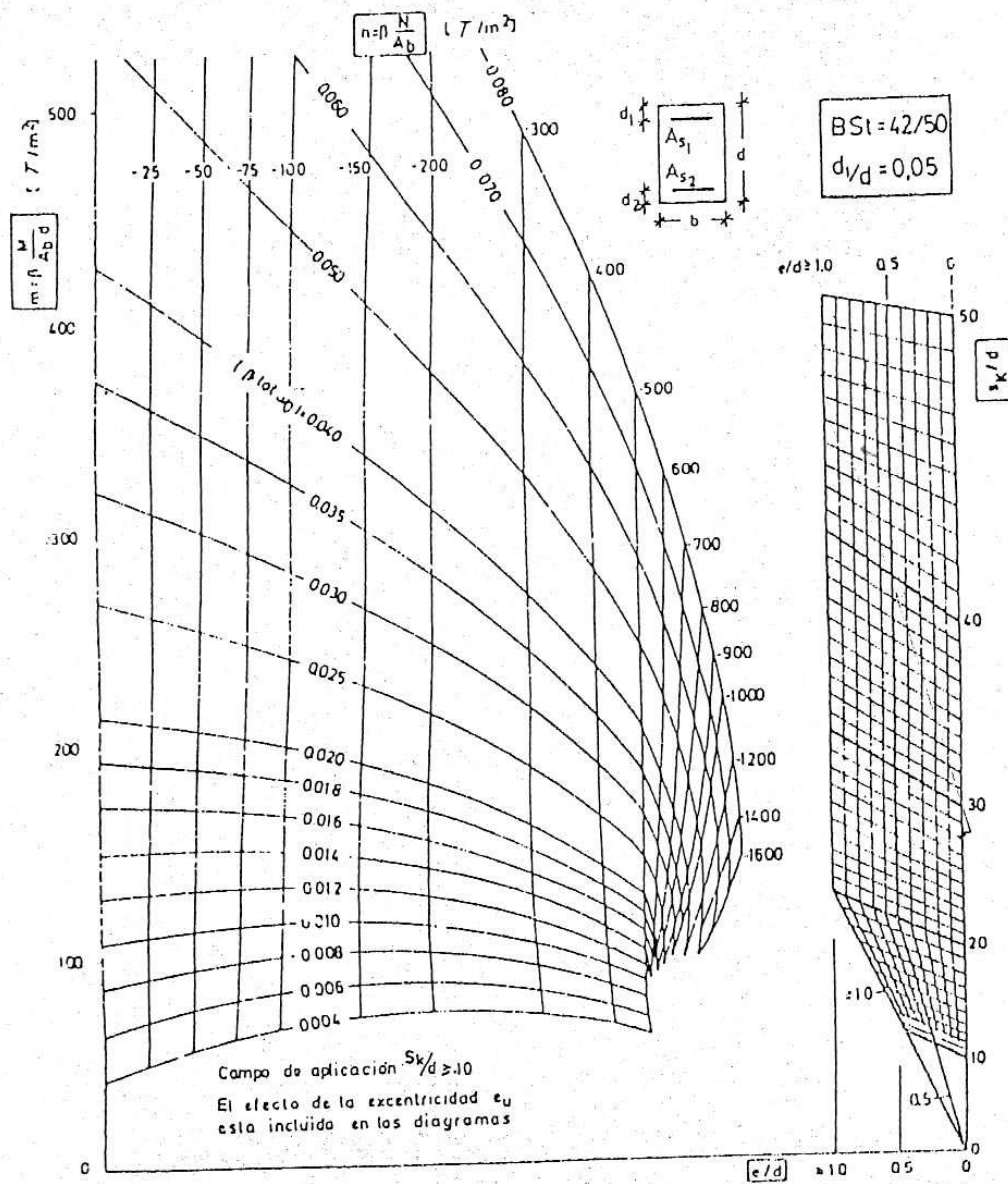
Vinculación de los extremos de las barras	Sistema	Esquema	$\beta = \frac{\text{long. de pandeo}}{\text{long. del sistema}}$
Articulado en ambos extremos	indesplazable		1,0
Ambos extremos elásticamente empotrados	indesplazable		$\geq 0,7$
Un extremo rígidamente empotrado y el otro articulado	indesplazable		$\sim 0,7$
Ambos extremos rígidamente empotrados	indesplazable		0,5
Un extremo rígidamente empotrado, el otro libre	desplazable		2,0
Ambos extremos rígidamente empotrados	desplazable		1,0
Ambos extremos elásticamente empotrados	desplazable		$\geq 1,3$

A.20 Nomogramas para el cálculo de β

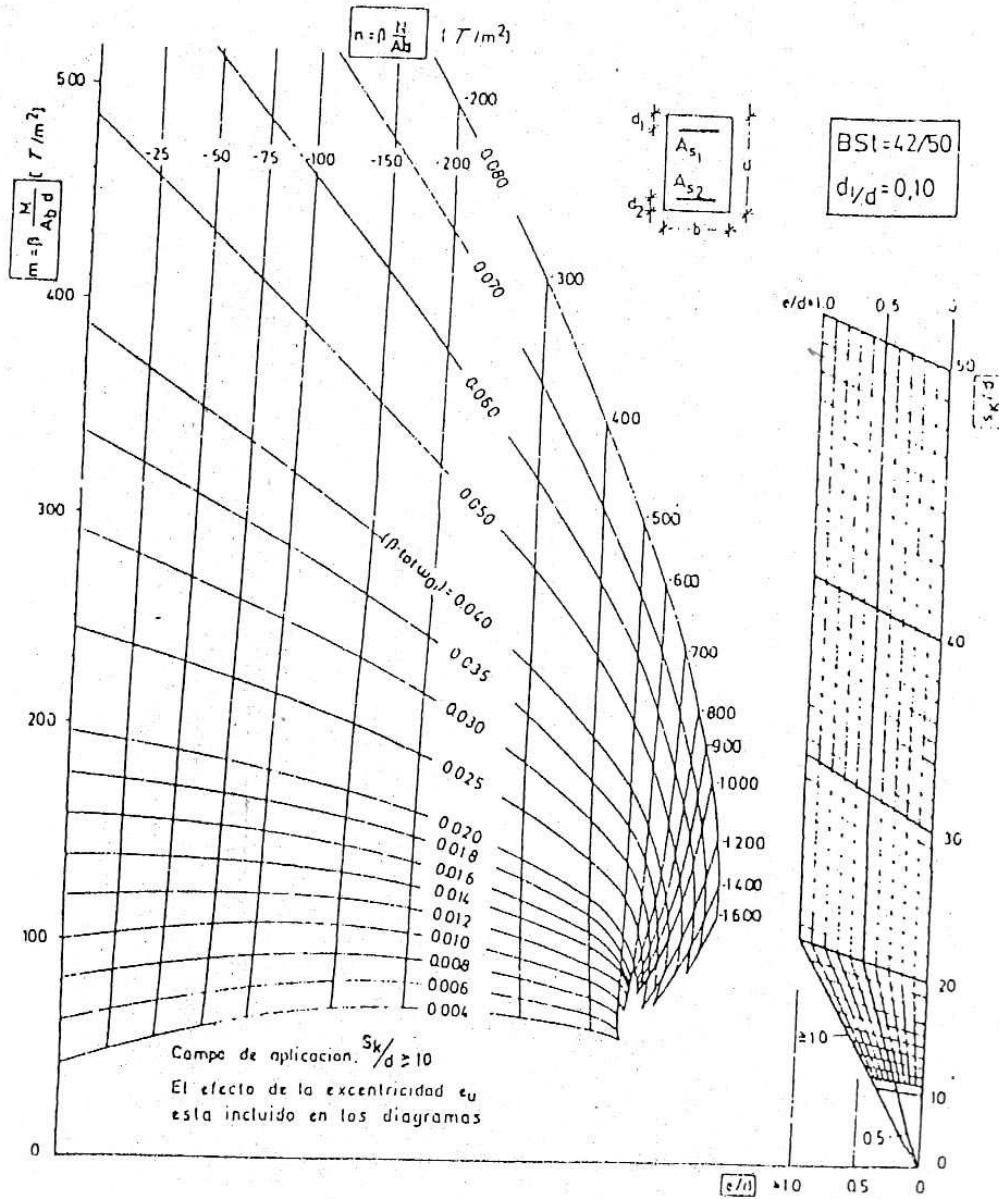


A.21 Flexo compresión con efecto de segundo orden

Nomograma

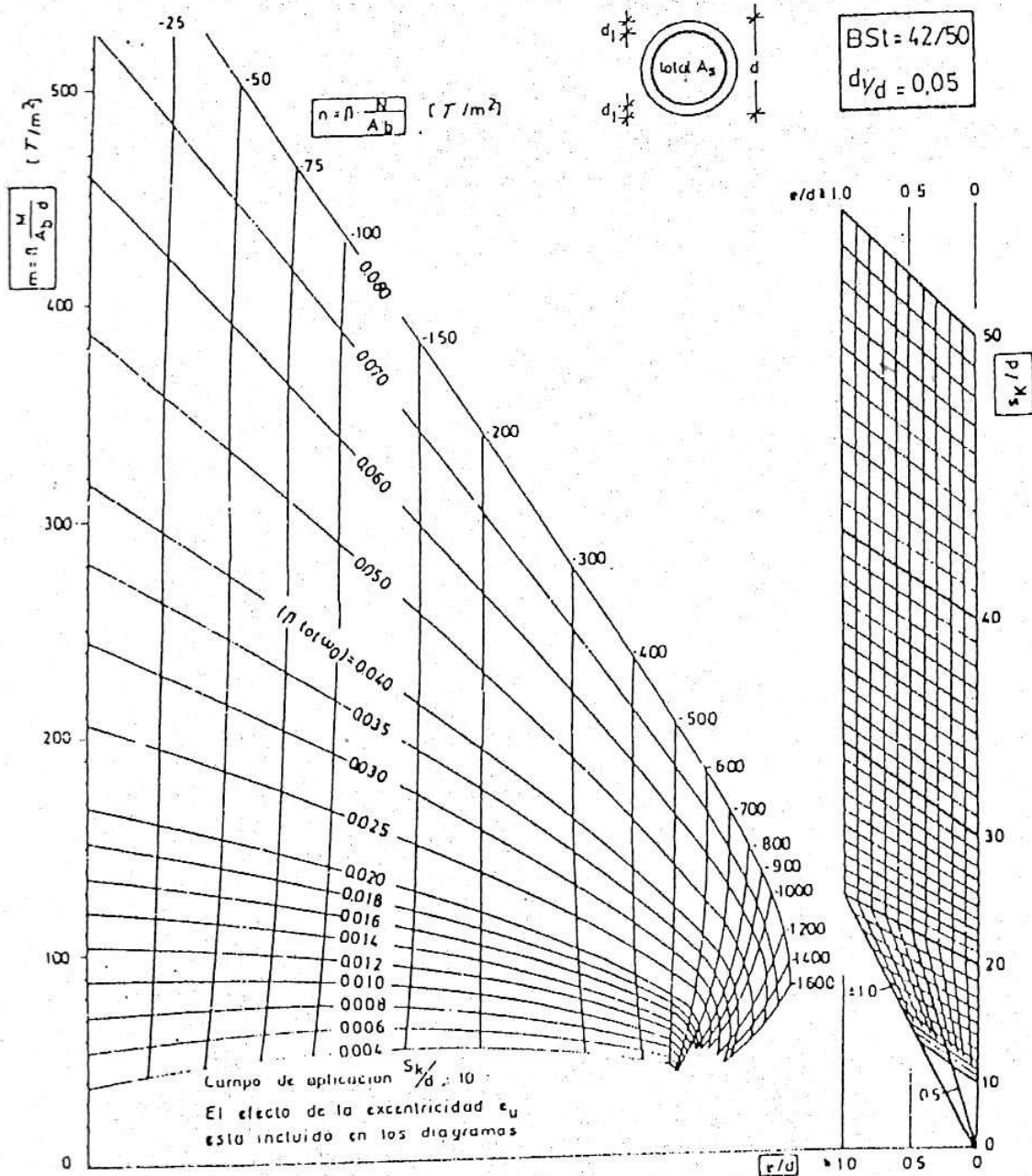


A.22 Flexo compresión con efecto de segundo orden Nomograma



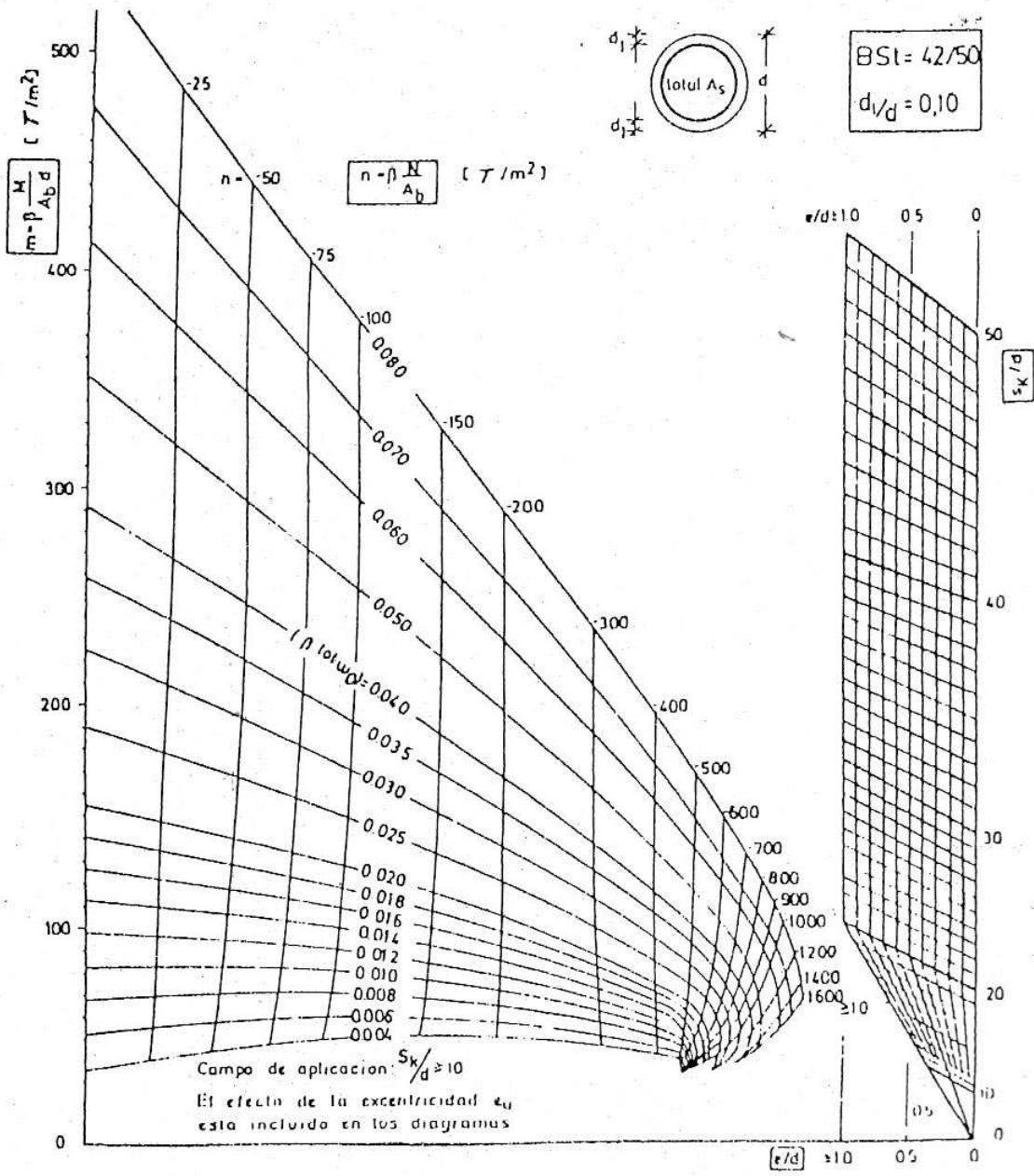
A.23 Flexo compresion con efecto de segundo orden

Nomograma



A.24 Flexo compresión con efecto de segundo orden

Nomograma



T 25 Tabla de pesos unitarios de materiales y sobrecargas mínimas

I . Pesos unitarios de algunos materiales

a) Cuerpos a Granel	da N/ m ³ *
1 – Tierra depositada sin compactar:	
- seca.....	1300
- húmeda.....	1800
- saturada.....	2100
2 - Arena	
- seca	1600
- húmeda.....	1800
- saturada.....	2100
3 - Cal	1000
4 – Cascotes de ladrillos.....	1300
5 – Cemento suelto.....	1400
6 – Piedra partida	
- cuarcítica	1400
- granítica	1600
7 – Yeso.....	1250

• $1 \text{ daN} / \text{m}^3 = 1,02 \text{ kgf/m}^3$

b) Mampostería (sin revoques)

1 - de ladrillos cerámicos comunes.....	1400
2 – de ladrillos o bloques cerámicos perforados (% de huecos (< 25)	1600
3 – de ladrillos o bloques cerámicos perforados (% de huecos 25 a 50).....	1500
4 - de ladrillos o bloques cerámicos perforados (% huecos >50)	1000
5 – Bloque hueco de hormigón liviano.....	1300
6 – Losetas de hormigón	2200

c) Morteros

1 – de cal y arena.....	1700
2 – de cal, arena y polvo de ladrillos	1600
3 – de cemento portland y arena.....	2100
4 – de cemento portland, cal y arena.....	1900




d) Hormigones

1 – de cemento portland, arena y canto rodado o piedra partida	
- sin armar.....	2300
- armado	2400
2 – de cemento portland, arena y agregado basáltico.....	2400
3 – de cemento portland, arena y cascotes.....	1800
4 – de cemento portland, arena y mineral de hierro.....	3600
5 – de cemento portland, arena y arcilla expandida.....	1800
6 – de cal, arena y cascote.....	1600

f) Maderas

1 – Pino de Flandes.....	700
2 – Pino americano.....	800
3 – Pino- tea (resinoso)	900
4 – Pino spruce	550
5 – Pino blanco.....	500
6 – Abeto blanco o rojo	600
7 – Roble vivo	950
8 - Roble avellano	650
9 – Roble rojo o negro	700
10 – Roble blanco.....	750
11 – Álamo	500
12 – Ciprés.....	480
13 – Fresno.....	650
14 – Nogal blanco	650
15 – Nogal negro.....	650
16 – Ceibo	610
17 – Raulf.....	580
18 – Curupay colorado y negro	1100

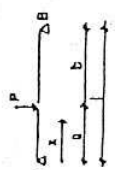
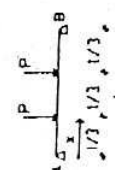
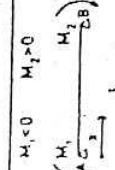
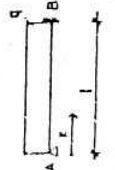
T.48 Momentos en tramo, para losas sin armadura en esquina

						
l_x/l_y	M_x	M_y	M_x	M_y	M_x	M_y
0,50	0,1071	0,0195	0,0622	0,0062	0,0594	0,0088
0,55	0,1020	0,0242	0,0588	0,0087	0,0564	0,0113
0,60	0,0968	0,0287	0,0581	0,0111	0,0539	0,0141
0,65	0,0909	0,0330	0,0570	0,0137	0,0509	0,0168
0,70	0,0851	0,0372	0,0549	0,0162	0,0474	0,0191
0,75	0,0790	0,0405	0,0527	0,0184	0,0439	0,0212
0,80	0,0731	0,0436	0,0502	0,0208	0,0403	0,0231
0,85	0,0674	0,0463	0,0477	0,0231	0,0369	0,0247
0,90	0,0613	0,0483	0,0451	0,0251	0,0335	0,0260
0,95	0,0556	0,0494	0,0424	0,0268	0,0303	0,0267
1,00	0,0499	0,0499	0,0398	0,0281	0,0270	0,0270
0,95	0,0494	0,0556	0,0413	0,0328	0,0267	0,0303
0,90	0,0483	0,0613	0,0422	0,0279	0,0260	0,0335
0,85	0,0463	0,0674	0,0424	0,0433	0,0247	0,0369
0,80	0,0436	0,0731	0,0422	0,0498	0,0231	0,0403
0,75	0,0405	0,0790	0,0412	0,0572	0,0212	0,0439
0,70	0,0372	0,0851	0,0395	0,0647	0,0191	0,0474
0,65	0,0330	0,0909	0,0368	0,0728	0,0168	0,0509
0,60	0,0287	0,0968	0,0333	0,0811	0,0141	0,0539
0,55	0,0242	0,1020	0,0289	0,0892	0,0113	0,0564
0,50	0,0195	0,1071	0,0238	0,0981	0,0088	0,0594
l_y/l_x						

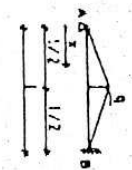
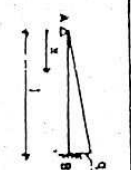
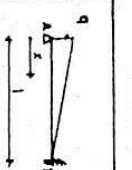


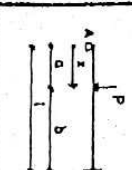
$$(l_x/l_y < 1 \longrightarrow q \cdot l_x^2)$$

$$(l_y/l_x < 1 \longrightarrow q \cdot l_y^2)$$

T.49 Solicitaciones en vigas

ESQUEMA	EXPRESION DEL MOMENTO		COORDENADA DE M_{max} TRAMO (x)	M MAX TRAMO	M APOYO IZO (MA) / M APOYO DER (MB)		RA	RB
	x ≤ 0	x > 0			M APOYO IZO (MA)	M APOYO DER (MB)		
	$R_A x$	$R_A x - P(x-a)$	0	$\frac{P \cdot a \cdot b}{l}$	—	—	$\frac{P \cdot b}{l}$	$\frac{P \cdot a}{l}$
	$x \leq \frac{l}{3}$	$P \cdot x$	$M_{max} = P \cdot \frac{l}{3}$	$\frac{P \cdot l}{3}$	—	—	P	P
	$x \geq \frac{2l}{3}$	$P(1-x)$	$\frac{l}{3} \leq x \leq \frac{2l}{3}$	—	—	—	—	—
	$M_1(1 - \frac{x}{l}) - M_2 \frac{x}{l}$		—	—	M_1	$-M_2$	$-\frac{M_1 + M_2}{l}$	$\frac{M_1 + M_2}{l}$
	$\frac{q \cdot x}{2} \cdot (0.75(1-x))$		$\frac{3}{8} \cdot l$	$\frac{q \cdot l^2}{14.22}$	—	—	$-\frac{q \cdot l^2}{8}$	$\frac{3}{8} q \cdot l$
	$x \leq a + \frac{c}{2}$	$R_A x$	$\frac{R_A \cdot a - \frac{c}{2}}{q}$	$R_A \cdot x - \frac{q}{2} \cdot (x-a) \cdot \frac{c^2}{2}$	—	—	$\frac{1}{l} (q \cdot c \cdot b + M_B)$	$q \cdot c - R_A$
	$a + \frac{c}{2} \leq x \leq a + c$	$R_A \cdot x - \frac{q}{2} \cdot (x-a) \cdot \frac{c^2}{2}$						
	$x \geq a + c$	$R_B(1-x) + M_B$						

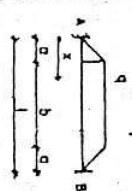
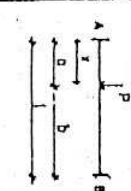
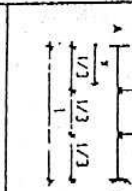
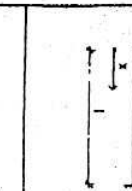
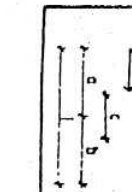
T.49 Solicitaciones en vigas

ESQUEMA	EXPRESION DEL MOMENTO		COORDENADA DE M _{max} TRAMO (x _m)	MAX TRAMO	MAYOR. IZQ. (M _A) MENOR. DER. (M _B)		R _A	R _B
	$x \leq \frac{l}{2}$	$x > \frac{l}{2}$						
	$R_A x - \frac{q x^3}{3!}$	$R_B(1-x) + M_B - \frac{q(1-x)^3}{3!}$	0.415,1	0.048 q l ²	—	—	$\frac{11}{54} q l$	$\frac{21}{54} q l$
	$R_A x - \frac{q x^3}{6!}$		0.447,1	0.03 q l ²	—	—	$\frac{q l}{10}$	$\frac{2}{5} q l$
	$R_A x + \frac{q x^3}{2} \left(\frac{x}{3!} - 1 \right)$		0.329,1	0.042 q l ²	—	$-\frac{7}{120} q l^2$	$\frac{11}{40} q l$	$\frac{9}{40} q l$
	$x \leq a$ $R_A x - \frac{q x^2}{6a}$	$x > a+b$ $R_B + R_B(1-x) - \frac{q(1-x)^2}{6a}$	$0.411 \leq a \leq 0.51$ $\sqrt{\frac{2a}{q R_A}}$	$R_A x_m - \frac{q x_m^2}{6a}$	—	—	$\frac{q(1-a)}{2} \cdot \frac{M_B}{l}$	$\frac{q(1-a)}{2} \cdot \frac{M_A}{l}$
	$0 < x \leq a+b$ $R_A x - \frac{q}{6} (3x^2 - 3ax + a^2)$	$x > a+b$ $M_B + R_B(1-x) - \frac{q(1-x)^2}{6a}$	$a < 0.411$ $\left(\frac{a}{2} - \frac{R_A}{q} \right)$	$R_A x_m - \frac{q}{6} (3x_m^2 - 3ax_m + a^2)$	$-\frac{q l^2}{8} \left[1 - \frac{a^2}{l^2} \left(2 - \frac{a}{l} \right) \right]$	—	—	—
	$x \leq a$ $R_A x$	$x > a$ $R_A x - P(x-a)$	a	R _A · a	—	$-\frac{P a b}{21} \left(1 + \frac{a}{l} \right)$	$\frac{1}{l} (P b \cdot M_B)$	$\frac{1}{l} (P a \cdot M_A)$

T.49 Solicitaciones en vigas

ESQUEMA	EXPRESION DEL MOMENTO		COORDENADA DE M_{MAX} TRAMO (x_M)	M_{MAX} TRAMO	MAPOTE IZQ. (M_A)		R_A	R_B
	$x < \frac{1}{3}$	$\frac{1}{3} < x < \frac{2}{3}$ $x > \frac{2}{3}$			MAPOTE DER. (M_B)			
	$R_A \cdot x$	$R_A \cdot x - P(x - \frac{1}{3})$	$\frac{1}{3}$	$\frac{2}{9} P \cdot l$	—	—	$\frac{2}{3} P$	$\frac{l}{3} P$
	$\frac{q}{2} (x \cdot l - x^2 - \frac{l^2}{6})$		$\frac{1}{2}$	$\frac{q \cdot l^2}{24}$	$-\frac{q \cdot l^2}{12}$	$-\frac{q \cdot l^2}{12}$	$\frac{q \cdot l}{2}$	$\frac{q \cdot l}{2}$
	$R_A \cdot x + M_A$	$R_A \cdot x - \frac{q}{2} (x \cdot 0 + \frac{x^2}{2}) + M_A$	$\frac{R_A + a - 0.5c}{q}$	$R_A \cdot x - \frac{q}{2} (x \cdot 0 + \frac{x^2}{2}) + M_A$	$-\frac{q \cdot c}{l^2} (cb^2 + \frac{c^3}{12} (1-3b))$	$-\frac{q \cdot c}{l^2} (a^2 b + \frac{c^2}{12} (1-3a))$	$\frac{1}{l} (qcb + M_B + M_A)$	$q \cdot c \cdot R_A$
	$R_A \cdot x + M_A - \frac{c \cdot x^2}{3!}$	$R_B (1-x) + M_B$	$\frac{1}{2}$	$\frac{q \cdot l^2}{32}$	$-\frac{5}{96} q \cdot l^2$	$-\frac{5}{96} q \cdot l^2$	$\frac{q \cdot l}{4}$	$\frac{q \cdot l}{4}$
	$M_A + R_A \cdot x - \frac{q \cdot x^3}{6!}$		0.548.1	$0.071 q \cdot l^2$	$-\frac{q \cdot l^2}{30}$	$-\frac{q \cdot l^2}{20}$	$\frac{3}{20} q \cdot l$	$\frac{7}{20} q \cdot l$

I.49 Solicitaciones en vigas

ESQUEMA	EXPRESION DEL MOMENTO		COORDENADA DE M _{MAX} TRAMO ('R')	M _{MAX} TRAMO	M _{ABERTO} IZQ. (M _A) M _{ABERTO} DER. (M _B)		R _A	R _B
	$x \leq a$	$R_A x - \frac{q x^3}{6a} + M_A$	$\frac{l}{2}$	$\frac{q}{2c} (3l^2 - 4a^2) + M_A$	$-\frac{q l^2}{12} [1 - \frac{a^2}{l^2} (2 - \frac{a}{l})]$	$\frac{q(l-a)}{2}$	$\frac{q(l-a)}{2}$	
	$a < x < a+b$	$R_A x - \frac{q}{5} (3x^2 - 3ax + a^2) + M_A$			$-\frac{q l^2}{12} [1 - \frac{a^2}{l^2} (2 - \frac{a}{l})]$			
	$x \geq a+b$	$R_B (l-x) + M_B - \frac{q(l-x)^3}{6a}$						
	$x < a$	$R_A x + M_A$	a	$R_B a + M_B$	$-P \frac{a^2 b^2}{l^2}$	$\frac{1}{l} (Pb + M_B)$	$P - R_B$	
	$x > a$	$R_B x - P(x-a) + M_B$			$-P \frac{a^2 b^2}{l^2}$			
	$x < \frac{l}{3}$	$P_1 x + M_1$	M _{max} en cte. para $\frac{l}{3} \leq x \leq \frac{2l}{3}$	$\frac{P \cdot l}{9}$	$-\frac{2}{9} P l$	P	P	
	$x = \frac{l}{3}$	$P_1 x + M_1$			$-\frac{2}{9} P l$			
	$x = \frac{2l}{3}$	$P_1 (l-x) + M_B$			$-\frac{2}{9} P l$			
		$-\frac{q \cdot x^2}{2}$	l	—	$-\frac{q l^2}{2}$	—	$q l$	
	$x \leq a - \frac{c}{2}$	0	l	—	$-\frac{q c^2}{2}$	—	$q c$	
	$a - \frac{c}{2} < x < a + \frac{c}{2}$	$-\frac{q}{2} (x-a + \frac{c}{2})^2$						
	$x \geq a + \frac{c}{2}$	$-q c (x-a)$						

T.50 Solicitaciones en vigas continuas

2 tramos $\frac{a}{b}, \frac{b}{a}, \frac{a}{b}, \frac{b}{a}$

q	r	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
m_1	10,45	10,75	11,07	11,41	11,75	12,12	12,50	12,90	13,32	13,76	14,22
m_2	- 8,00	- 8,00	- 8,00	- 8,00	- 8,00	- 8,00	- 8,00	- 8,00	- 8,00	- 8,00	- 8,00
q_{1a}	2,29	2,32	2,35	2,39	2,42	2,46	2,50	2,54	2,58	2,62	2,67
q_{1b}	- 1,60	- 1,60	- 1,60	- 1,60	- 1,60	- 1,60	- 1,60	- 1,60	- 1,60	- 1,60	- 1,60

3 tramos $\frac{a}{b}, \frac{b}{a}, \frac{a}{b}, \frac{b}{a}, \frac{a}{b}, \frac{b}{a}$

q	r	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
m_1	9,44	10,10	10,33	10,57	10,82	11,07	11,34	11,61	11,90	12,19	12,50
m_2	- 8,57	- 8,30	- 8,02	- 7,76	- 7,50	- 7,23	- 6,97	- 6,72	- 6,48	- 6,24	- 6,00
m_3	13,33	14,29	15,08	15,67	16,18	16,70	17,22	17,75	18,27	18,80	19,33
q_{1a}	2,27	2,25	2,22	2,20	2,17	2,15	2,13	2,11	2,09	2,07	2,05
q_{1b}	- 1,62	- 1,61	- 1,61	- 1,61	- 1,61	- 1,61	- 1,61	- 1,61	- 1,61	- 1,61	- 1,61
q_{2a}	1,71	1,74	1,76	1,77	1,78	1,79	1,80	1,80	1,81	1,81	1,82
q_{2b}	- 1,71	- 1,74	- 1,76	- 1,77	- 1,78	- 1,79	- 1,80	- 1,80	- 1,81	- 1,81	- 1,82

4 tramos $\frac{a}{b}, \frac{b}{a}, \frac{a}{b}, \frac{b}{a}, \frac{a}{b}, \frac{b}{a}, \frac{a}{b}, \frac{b}{a}$

q	r	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
m_1	10,04	10,28	10,53	10,80	11,07	11,36	11,65	11,96	12,28	12,61	12,96
m_2	- 8,30	- 8,22	- 8,16	- 8,10	- 8,04	- 7,98	- 7,92	- 7,86	- 7,80	- 7,74	- 7,68
m_3	17,42	17,14	16,96	16,87	16,77	16,67	16,57	16,47	16,37	16,27	16,17
m_4	- 9,33	- 9,66	- 10,00	- 10,37	- 10,77	- 11,20	- 11,67	- 12,17	- 12,73	- 13,33	- 14,00
q_{1a}	2,24	2,27	2,30	2,32	2,35	2,38	2,41	2,45	2,48	2,51	2,55
q_{1b}	- 1,61	- 1,61	- 1,62	- 1,62	- 1,62	- 1,62	- 1,62	- 1,64	- 1,64	- 1,64	- 1,65
q_{2a}	1,66	1,68	1,70	1,72	1,74	1,76	1,78	1,80	1,82	1,84	1,87
q_{2b}	- 1,75	- 1,78	- 1,82	- 1,85	- 1,89	- 1,93	- 1,97	- 2,01	- 2,06	- 2,11	- 2,15

5 tramos $\frac{a}{b}, \frac{b}{a}, \frac{a}{b}, \frac{b}{a}, \frac{a}{b}, \frac{b}{a}, \frac{a}{b}, \frac{b}{a}, \frac{a}{b}, \frac{b}{a}$

q	r	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
m_1	9,88	10,23	10,48	10,74	11,00	11,28	11,57	11,87	12,18	12,50	12,84
m_2	- 8,36	- 8,46	- 8,57	- 8,67	- 8,78	- 8,89	- 9,01	- 9,13	- 9,25	- 9,37	- 9,50
m_3	12,65	13,43	14,31	15,27	16,44	17,82	19,40	21,29	23,59	26,45	30,08
m_4	- 9,39	- 9,26	- 9,14	- 9,05	- 8,97	- 8,89	- 8,81	- 8,74	- 8,67	- 8,60	- 8,53
m_5	11,69	12,26	12,83	13,57	14,44	15,20	16,17	17,27	18,54	20,00	21,71
q_{1a}	2,24	2,26	2,29	2,32	2,35	2,37	2,41	2,44	2,47	2,50	2,53
q_{1b}	- 1,61	- 1,62	- 1,62	- 1,62	- 1,62	- 1,62	- 1,64	- 1,64	- 1,64	- 1,65	- 1,65
q_{2a}	1,67	1,69	1,71	1,73	1,74	1,76	1,80	1,83	1,85	1,87	1,90
q_{2b}	- 1,73	- 1,77	- 1,80	- 1,83	- 1,87	- 1,90	- 1,94	- 1,98	- 2,02	- 2,07	- 2,11
q_{3a}	1,68	1,72	1,75	1,77	1,80	1,83	1,86	1,89	1,93	1,96	2,00
q_{3b}	- 1,73	- 1,77	- 1,80	- 1,83	- 1,87	- 1,90	- 1,94	- 1,98	- 2,02	- 2,07	- 2,11

T.52 Ancho efectivo en vigas placa

d/d_0	b_1/l										b_2/l					b_m/b_1	b_m/b_2
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,45	0,4	0,35	0,3	0,25	0,2	0,15	0,1			
0,10	0,18	0,20	0,22	0,25	0,31	0,38	0,43	0,48	0,55	0,62	0,71	0,82	0,92	1,00	b_m/b_1	b_m/b_2	
0,15	0,20	0,22	0,25	0,28	0,33	0,40	0,45	0,50	0,57	0,64	0,72	0,82	0,92	1,00			
0,20	0,23	0,26	0,30	0,34	0,38	0,45	0,50	0,55	0,61	0,68	0,76	0,85	0,93	1,00			
0,30	0,32	0,36	0,40	0,44	0,50	0,56	0,59	0,63	0,68	0,74	0,80	0,87	0,94	1,00	b_m/b_1	b_m/b_2	
1,0	0,67	0,72	0,78	0,85	0,91	0,95	0,96	0,97	0,98	0,99	0,99	1,00	1,00	1,00			

T.53 Vigas placa con $b_m/b_0 < 5$

d/h										b_m/b_0						
0,50	0,45	0,40	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	5,0
K_x										100λ						
0,50	0,45	0,40	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05	100	100	100	100	100	100	100
	0,50	0,44	0,39	0,33	0,28	0,22	0,17	0,11	0,06	99	99	99	99	99	99	98
		0,50	0,44	0,38	0,31	0,25	0,19	0,13	0,06	97	96	95	95	95	94	94
			0,50	0,43	0,36	0,29	0,21	0,14	0,07	95	92	90	89	89	88	87
				0,50	0,42	0,33	0,25	0,17	0,08	91	87	84	82	81	80	79
					0,50	0,40	0,30	0,20	0,10	87	81	77	75	73	71	70
						0,50	0,38	0,25	0,13	81	75	70	66	64	62	60
							0,50	0,33	0,17	79	69	62	58	55	53	50
								0,50	0,25	75	62	55	50	46	44	40
									0,50	71	56	47	42	37	34	30

T.54 Secciones de armadura (cm²)

DIAMETRO Φ	PESO kg/m	NUMERO DE BARRAS								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
6	0,222	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54
8	0,395	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52
10	0,617	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07
12	0,888	1,13	2,20	3,39	4,52	5,65	6,78	7,92	9,05	10,18
14	1,208	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85
16	1,573	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10
20	2,446	3,14	6,28	9,42	12,56	15,70	18,84	21,99	25,13	28,27
25	3,353	4,91	9,82	14,73	19,64	24,55	29,46	34,37	39,27	44,18
32	6,313	8,04	16,08	24,12	32,16	40,20	48,24	56,28	64,34	72,38

T.55 Sección de armadura cm²/metro de ancho

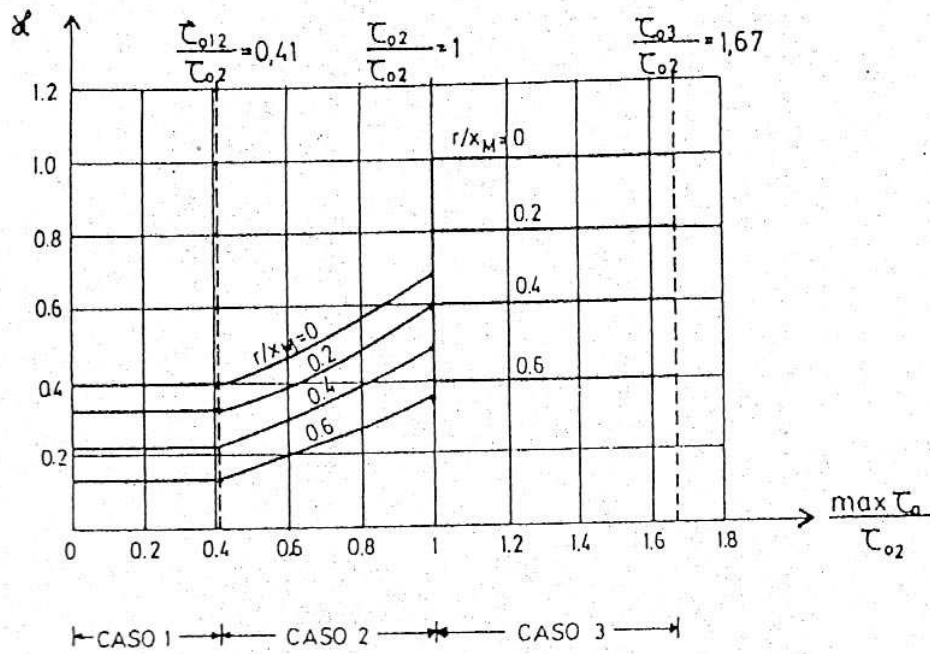
Separación (cm)	D I A M E T R O (mm)										Barras por metro
	6	8	10	12	14	16	20	25			
6,0	4,71	8,38	13,09	18,85	25,66	33,52	52,36	81,83	16,7		
6,5	4,35	7,73	12,08	17,40	23,68	30,95	48,33	75,54	15,4		
7,0	4,04	7,18	11,22	16,16	21,99	28,73	44,87	70,14	14,3		
7,5	3,77	6,70	10,47	15,08	20,52	26,81	41,88	65,47	13,4		
8,0	3,53	6,28	9,82	14,14	19,24	25,14	39,26	61,38	12,5		
8,5	3,33	5,91	9,24	13,31	18,11	23,66	36,95	57,76	11,8		
9,0	3,14	5,59	8,73	12,57	17,10	22,34	34,90	54,56	11,1		
9,5	2,98	5,29	8,27	11,90	16,20	21,17	33,06	51,62	10,5		
10,0	2,83	5,00	7,85	11,31	15,39	20,11	31,41	49,10	10,0		
10,5	2,69	4,79	7,48	10,77	14,66	19,15	29,91	46,76	9,5		
11,0	2,57	4,57	7,14	10,28	13,99	18,28	28,55	44,64	9,1		
11,5	2,46	4,37	6,83	9,84	13,39	17,49	27,31	42,70	8,7		
12,0	2,36	4,19	6,54	9,42	12,83	16,76	26,17	40,92	8,3		
12,5	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,09	25,13	39,28	8,0		
13,0	2,17	3,87	6,04	8,70	11,84	15,47	24,16	37,77	7,7		
13,5	2,09	3,72	5,82	8,38	11,40	14,90	23,27	36,37	7,4		
14,0	2,02	3,59	5,61	8,08	11,00	14,36	22,44	35,07	7,1		
14,5	1,95	3,47	5,42	7,80	10,62	13,87	21,66	33,86	6,9		
15,0	1,89	3,35	5,24	7,54	10,26	13,41	20,94	32,73	6,7		
15,5	1,82	3,24	5,07	7,30	9,93	12,97	20,27	31,68	6,5		
16,0	1,77	3,14	4,91	7,07	9,62	12,57	19,64	30,69	6,3		
16,5	1,71	3,05	4,76	6,85	9,33	12,19	19,04	29,76	6,1		
17,0	1,66	2,96	4,62	6,65	9,05	11,83	18,48	28,88	5,9		
17,5	1,62	2,87	4,49	6,46	8,79	11,49	17,95	28,06	5,7		
18,0	1,57	2,79	4,36	6,28	8,55	11,17	17,46	27,28	5,6		
18,5	1,53	2,72	4,25	6,11	8,32	10,87	16,94	26,54	5,4		
19,0	1,49	2,65	4,13	5,95	8,10	10,68	16,54	25,84	5,3		
19,5	1,45	2,58	4,03	5,80	7,89	10,31	16,11	25,18	5,1		
20,0	1,41	2,51	3,93	5,65	7,69	10,05	15,71	24,55	5,0		

T.56. Capacidad máxima de barras (en una capa)

$\frac{\phi}{b}$ (mm/cm)	8	10	12	14	16	20	25
12	3	2	2	2	2	2	—
14	3	3	3	3	2	2	2
15	4	3	3	3	3	2	2
16	4	4	3	3	3	3	2
18	5	4	4	4	4	3	3
20	5	5	5	4	4	4	3
22	6	6	5	5	5	4	3
24	7	6	6	6	5	5	4
25	7	7	6	6	5	5	4
26			7	6	6	5	4
28			7	7	6	6	5
30			8	7	7	6	5
32					7	7	5
34					8	7	6
35					8	7	6
36					9	8	6
38					9	8	7
40					10	9	7
45						10	8
50						11	9
55						12	10
60						14	11
65						15	12
70						16	13
75						17	14
80						19	15
85						20	16
90						21	17
95						22	18
100						24	19

Diámetro de estribo : 6 mm.

A58 Determinación factor α



T.59 Esfuerzos de corte absorbidos por barras dobladas T_s (kg)

ACERO 22/34							
DIAMETRO (m.m.)	N° de barras dobladas a 45°						
	1	2	3	4	5	6	7
8	896	1792	2688	3585	4481	5377	6274
10	1398	2797	4196	5595	6993	8392	9791
12	2013	4027	6040	8054	10067	12081	14094
14	2744	5488	8232	10976	13720	16464	19208
16	3581	7163	10744	14326	17908	21489	25071
20	5595	11190	16785	22380	27975	33571	39166
25	8749	17498	26247	34996	43745	52495	61244

ACEROS 42/50, 50/55							
DIAMETRO (m.m.)	N° de barras dobladas a 45°						
	1	2	3	4	5	6	7
8	1702	3405	5108	6811	8514	10217	11920
10	2657	5315	7973	10630	13288	15946	18604
12	3825	7651	11477	15303	19128	22954	26780
14	5213	10427	15641	20855	26069	31283	36497
16	6805	13610	20415	27220	34025	40830	47635
20	10630	21261	31892	42523	53154	63785	74416
25	16623	33246	49870	66493	83117	99740	116364

NOTA: para barras dobladas a 60° multiplicar los valores de tabla por 0,96

T.60 Tension de corte absorbida por estribos de dos ramas - Acero BSt 22/34

Diametro del estribo: 6mm

ANCHO DE VIGA (cm)	T_B (kg/cm ²)										
	Separación entre estribos (cm)										
	6	8	10	12	15	18	20	22	25	30	
10	11,89	8,91	7,13	5,94	4,75	3,96	3,57	3,24	2,85	2,38	
12	9,91	7,43	5,94	4,95	3,96	3,30	2,97	2,70	2,38	1,98	
15	7,92	5,94	4,75	3,96	3,17	2,64	2,38	2,16	1,90	1,58	
20	5,94	4,46	3,57	2,97	2,38	1,98	1,78	1,62	1,43	1,19	
25	4,75	3,57	2,85	2,38	1,90	1,58	1,43	1,30	1,14	0,95	
30	3,96	2,97	2,38	1,98	1,58	1,32	1,19	1,08	0,95	0,79	
35	3,40	2,55	2,04	1,70	1,36	1,13	1,02	0,93	0,82	0,68	
40	2,97	2,23	1,78	1,49	1,19	0,99	0,89	0,81	0,71	0,59	

Para estribos de 4 ramas multiplicar los valores de tabla por 2

Para estribos de 6 ramas multiplicar los valores de tabla por 3

Para estribos de 8 ramas multiplicar los valores de tabla por 4

T.61 Tension de corte absorbida por estribos de dos ramas -Acero BSt 22/34
Diametro del estribo: 8 mm

ANCHO DE VIGA (cm)	T_g (kg/cm ²)									
	Separación entre estribos (cm)									
	6	8	10	12	15	18	20	22	25	30
10	21,13	15,84	12,68	10,56	8,45	7,04	6,34	5,76	5,07	4,23
12	17,61	13,20	10,56	8,80	7,04	5,87	5,28	4,80	4,23	3,52
15	14,08	10,56	8,45	7,04	5,63	4,69	4,23	3,84	3,38	2,82
20	10,56	7,92	6,34	5,28	4,23	3,52	3,17	2,88	2,54	2,11
25	8,45	6,34	5,07	4,23	3,38	2,82	2,54	2,30	2,03	1,69
30	7,04	5,28	4,23	3,52	2,82	2,35	2,11	1,92	1,69	1,41
35	6,04	4,53	3,62	3,02	2,41	2,01	1,81	1,65	1,45	1,21
40	5,28	3,96	3,17	2,64	2,11	1,76	1,58	1,44	1,27	1,06

Para estribos de 4 ramas multiplicar los valores de tabla por 2

Para estribos de 6 ramas multiplicar los valores de tabla por 3

Para estribos de 8 ramas multiplicar los valores de tabla por 4

T.62 Tension de corte absorbida por estribos de dos ramas - Acero BSt 22/34

Diametro del estribo: 10 mm

ANCHO DE VIGA (cm)	T_B (kg/cm ²)										
	Separacion entre estribos (cm)										
	6	8	10	12	15	18	20	22	25	30	
10	32,97	24,73	19,78	16,49	13,19	10,99	9,89	8,99	7,91	6,59	
12	27,48	20,61	16,49	13,74	10,99	9,16	8,24	7,49	6,59	5,50	
15	21,99	16,49	13,19	10,99	8,79	7,33	6,59	5,99	5,28	4,40	
20	16,49	12,36	9,89	8,24	6,59	5,50	4,95	4,50	3,96	3,30	
25	13,19	9,89	7,91	6,59	5,28	4,40	3,96	3,60	3,17	2,64	
30	10,99	8,24	6,59	5,50	4,40	3,66	3,30	3,00	2,64	2,20	
35	9,42	7,07	5,65	4,71	3,77	3,14	2,83	2,57	2,26	1,88	
40	8,24	6,18	4,95	4,12	3,30	2,75	2,47	2,25	1,98	1,65	

Para estribos de 4 ramas multiplicar los valores de tabla por 2

Para estribos de 6 ramas multiplicar los valores de tabla por 3

Para estribos de 8 ramas multiplicar los valores de tabla por 4

T.63

Tension de corte absorbida por estribos de dos ramas - Acero BSt 22/34
 Diametro del estribo: 12mm

ANCHO DE VIGA (cm)	T_B (kg/cm ²)											
	Separacion entre estribos (cm)											
	6	8	10	12	15	18	20	22	25	30		
10	47,46	35,60	28,48	23,73	18,98	15,82	14,24	12,94	11,39	5,49		
12	39,55	29,66	23,73	19,78	15,82	13,18	11,87	10,79	9,49	7,91		
15	31,64	23,73	18,98	15,82	12,66	10,55	9,49	8,63	7,59	6,33		
20	23,73	17,80	14,24	11,87	9,49	7,91	7,12	6,47	5,70	4,75		
25	18,98	14,24	11,39	9,49	7,59	6,33	5,70	5,18	4,56	3,80		
30	15,82	11,87	9,49	7,91	6,33	5,27	4,75	4,31	3,80	3,16		
35	13,56	10,17	8,14	6,78	5,42	4,52	4,07	3,70	3,25	2,71		
40	11,87	8,90	7,12	5,93	4,75	3,96	3,56	3,24	2,85	2,37		

Para estribos de 4 ramas multiplicar los valores de tabla por 2

Para estribos de 6 ramas multiplicar los valores de tabla por 3

Para estribos de 8 ramas multiplicar los valores de tabla por 4

T.64 Tension de corte absorbida por estribos de dos ramas_Acero BSt 42/50-50/55
Diámetro del estribo: 6 mm

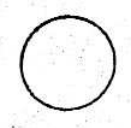
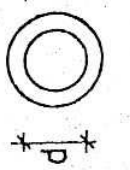
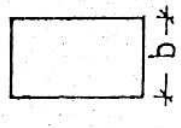
ANCHO DE VIGA (cm)	T_B (kg/cm ²)										
	Separacion entre estribos (cm)										
	6	8	10	12	15	18	20	22	25	30	
10	22,64	16,98	13,59	11,32	9,06	7,55	6,79	6,18	5,43	4,53	
12	18,87	14,15	11,32	9,43	7,55	6,29	5,66	5,15	4,53	3,77	
15	15,10	11,32	9,06	7,55	6,04	5,03	4,53	4,12	3,62	3,02	
20	11,32	8,49	6,79	5,66	4,53	3,77	3,40	3,09	2,72	2,26	
25	9,06	6,79	5,43	4,53	3,62	3,02	2,72	2,47	2,17	1,81	
30	7,55	5,66	4,53	3,77	3,02	2,52	2,26	2,06	1,81	1,51	
35	6,47	4,85	3,88	3,23	2,59	2,16	1,94	1,76	1,55	1,29	
40	5,66	4,25	3,40	2,83	2,26	1,89	1,70	1,54	1,36	1,13	

Para estribos de 4 ramas multiplicar los valores de tabla por 2

Para estribos de 6 ramas multiplicar los valores de tabla por 3

Para estribos de 8 ramas multiplicar los valores de tabla por 4

T.71 Valores de W_t

TIPO DE SECCION	W_t
	$\frac{\pi \cdot d^3}{16}$
	$\frac{\pi \cdot D^4 - d^4}{16 \cdot D}$
	$\beta \cdot b^2 \cdot d$

d/b	1,00	1,25	1,50	2,00	3,00	4,00	6,00	10,00	∞
β	0,208	0,221	0,231	0,246	0,267	0,282	0,299	0,313	0,333