aac 4898

TESIS
IC979
D3

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO PRESENTADO ANTE LA UNIVERSIDAD CATOLICA ANDRES BELLO COMO PARTE DE LOS REQUISITOS EXIGIDOS PARA OPTAR AL TITULO DE INGENIERO CIVIL

DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS CON MUROS DE PARED DELGADA

REALIZADO POR:

ISA DI FRANCESCO T.
MIGUEL HERRERA C.

1º Autor Venezolano

PROFESOR GUIA:

ARNALDO GUTIERREZ

CARACAS ABRIL 1979

01827

UNIVERSIDAD CATOLICA ANDRES BELLO
BIBLIOTECA
CARACAS

Queremos expresar nuestro agradecimiento a:

- Ing° Arnaldo Gutiérrez

- Ing° José Manuel Velásquez

- La Empresa CYPECA, C.A.

DEDICATORIA:

A mis Padres.

A mis Hermanos.

Isa.

DEDICATORIA:

A mis Padres.

A mis Hermanos.

Miguel.

I N D I C E

PAGINA

CAPITULO I

INTRODUCCION 2

1.1 Los pórticos 2

1.2 Las pantallas 4

1.3 Los sistemas estructurales de concreto - armado 5

1.4 Comportamiento estructural de los edificios a base de pantalla 7

1.4.1 Efecto de las cargas horizontales 10

1.4.2 Efecto de las cargas verticales 11

1.5 Métodos constructivos 13

1.5.1 Generalidades 13

1.5.2 Sistema constructivo tipo túnel 16

CAPITULO II

LOS METODOS DE ANALISIS 30

2.1 Generalidades 30

2.2 Métodos de los Pseudopórticos 32

PAGINA

2.3 Método de los elementos Finitos 35

2.4 Método de Vlasov 39

2.4.1 Comportamiento de un elemento de - pared delgada y sección transversal abierta 40

2.4.2 Aplicación de la teoria de Vlasov - al análisis de estructuras de pared delgada y sección transversal abierta 52

CAPITULO III

LOS METODOS DE DISEÑO 58

3.1 Generalidades 58

3.2 Método de diseño basado en tensiones - - biaxiales 60

3.2.1 El estado tensión 64

3.2.2 El concepto de tensión 65

3.2.3 El circulo de Mohr 72

3.2.3.1 Variación de las tensiones en un punto 72

3.2.3.2 Planos y tensiones principales 76

PAGINA

3.2.3.3 Representación gráfica 85

3.2.4 Análisis de pantallas sometidas a un estado biaxial de tensiones 92

3.2.4.1 Exposición teórica del método 92

3.2.4.2 Ejemplo representativo de la aplicación del método 46

3.3 Métodos de diseño basados en sistemas de fuerza 131

3.3.1 Transformación de Estados de tensiones en sistemas de fuerza equivalente 131

3.3.2 Método empírico de diseño según el código ACI-318-71 135

3.3.2.1 Diseño empírico de los muros estructurales 137

3.3.2.2 Disposiciones especiales 142

3.3.2.3 Consideraciones sismicas para el diseño 144

3.3.2.4 Criterio de diseño por corte 151

3.3.3 Método de diseño mediante la fórmula de Cárdenas - Hanson - Corley y Hognested (P.C.A.) 164

PAGINA

3.3.3.1 Ejemplo representativo de - la aplicación del método de diseño por la fórmula de Cárdenas 175

3.3.4 Método de diseño utilizando diagramas de interacción 182

3.3.4.1 Pantallas de sección rectangular 186

3.3.4.2 Ejemplo representativo de la aplicación del método de diseño utilizando diagramas de interacción 199

3.4 Comparación entre los diversos métodos de diseño 206

3.4.1 Introducción 206

3.4.2 Diseño (aplicación de los métodos de diseño) 219

3.4.3 Observaciones generales 358

APENDICE A 363

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

C A P I T U L O I

C A P I T U L O I

INTRODUCCION

Desde que empezó a tomar interés el diseño de edificios altos, una mayor comprensión del comportamiento de estas estructuras bajo la acción de las distintas cargas fue desarrollándose.

Como resultado de tal desarrollo aparecieron nuevos elementos estructurales en los edificios de concreto armado, capaces de resistir eficientemente la acción de las cargas verticales y horizontales; tales elementos son las pantallas o estructuras de pared delgada y sección transversal abierta.

En los edificios altos sometidos a la acción de cargas horizontales pueden distinguirse basicamente dos tipos de unidades estructurales:

-Los pórticos

-Las pantallas

1.1 Los pórticos

Los pórticos son unidades estructurales que derivan su resistencia a las cargas horizontales de la rigidez de las conexiones de sus miembros componentes. Además se caracteri

rizan por tener una gran flexibilidad.

La construcción de edificios altos a base de pórticos se desarrolló partiendo de los principios empleados en los edificios de altura media. Tradicionalmente se habian realizado edificios altos de pórticos con estructura metálica, pero en concreto armado no se había incursionado mucho en este campo hasta los últimos años.

Los edificios de concreto armado a base de pórticos presentan fuertes restricciones al rebasar la altura de 20 niveles. Se ha comprobado que los edificios altos cuya resistencia a las cargas laterales está confiada exclusivamente a los sistemas estructurales aporticados, sufren deformaciones apreciables ante las sacudidas sísmicas mas o menos moderadas. Estas deformaciones originan daños que aunque no suelen ser estructurales, ocasionan serias pérdidas económicas. La forma de disminuir las deformaciones es aumentando la rigidez de los miembros del pórtico lo que resulta en el aumento de las dimensiones de los mismos en perjuicio del area rentable del edificio principalmente en los niveles inferiores.

La deformación en los pórticos ante cargas horizontales es principalmente del tipo de "corte", en la cual los desplazamientos relativos de los pisos dependen de la fuerza a-

plicada en cada nivel. (Fig. I.1)

1.2 Las pantallas

El sistema de rigidización por pantallas se revela como uno de los más eficientes y económicos.

Las pantallas o muros de corte se pueden definir como paredes delgadas de concreto armado las cuales forman un sistema que rigidiza la estructura contra la acción de fuerzas horizontales, y que arreglados en forma de núcleos o de elementos individuales permiten absorver mayores tensiones con un costo relativamente menor. Por otra parte las pantallas permiten la aplicación de técnicas de construcción prefabricada e industrializada por lo que la realización de edificios a base de tal elemento resulta muy rápida y eficiente.

Las pantallas o muros de corte ante cargas horizontales se deforman esencialmente al modo de "flexión", como una viga en voladizo, tal como se muestra en la Fig. I.2. El cálculo de la rigidez lateral y de las tensiones unitarias en una pared de corte obedece a la teoría de la flexión simple, si la pared no presenta aberturas. En el caso de presentarlas el estudio se complica y hay que tratarlas como elementos de pared delgada y sección transversal abierta.

El uso de pantallas o muros de corte se hace indispen-- sable en ciertos edificios si se pretende controlar las de-- formaciones excesivas por cargas laterales. Las pantallas bien diseñadas han tenido un buen comportamiento en areas sísmicas y no solo pueden proporcionar seguridad estructural adecuada, sino que también dan un margen de seguridad o protección contra los costosos daños no estructurales durante los eventos sísmicos.

A diferencia de los pórticos, con su idealización como estructuras flexibles, las pantallas tienen un comportamiento que se pudiera definir como típico de estructuras rígidas. A pesar de su rigidez, los edificios a base de pantallas, si bien requieren mayor cantidad de materiales, no suelen resultar más costosos que los de pórticos.

1.3 Los sistemas estructurales de concreto armado

La combinación y disposición de las unidades estructurales en un edificio constituye un sistema estructural.

Los sistemas estructurales a base de pórticos exclusivamente se utilizan en construcciones antisísmicas que no so-- brepasen los 25-30 pisos, ya que en alturas superiores empiezan a resultar antieconómicos.

Los edificios de concreto armando que utilizan el sistema estructural a base de pantallas exclusivamente pueden alcanzar gran número de pisos, pero suelen tener las pantallas bastante próximas por lo que su uso se limita a la construcción de viviendas para uso residencial y hoteles.

La construcción de edificios altos de oficinas requiere generalmente el empleo de sistemas mixtos de pantallas y pórticos. Las estructuras tipo "Tubo" son aquellas que están constituídas por un sistema de pórticos perimetrales que encierran un espacio determinado, simulando un rectángulo perforado o un tubo hueco. Estas estructuras para que alcancen grandes alturas, resistiendo en forma eficaz las cargas laterales, es necesario proveerlas de núcleos interiores. Tales núcleos generalmente se situan en el centro de los edificios y sirven para el paso de las instalaciones y de los ascensores, quedando una gran area entre el núcleo y el Tubo exterior, que puede ser empleada para las oficinas. Los núcleos interiores generalmente son pantallas corridas que pueden ser construidas facilmente en concreto armado, mediante encofrados contínuos.

Sistemas como el descrito han tenido comportamiento excelente ante movimientos sísmicos, tal como el caso del edificio del "Banco de América" en Nicaragua que resultó completamente ileso ante el fuerte terremoto de Managua de 1972,

no presentando daños de tipo estructural, ni de tipo no es-- tructural.

Un estudio detallado de los sistemas estructurales de concreto armado escapa de los objetivos de este trabajo y para una información detallada se pueden consultar las referencias 5 y 6.

1.4 Comportamiento estructural de los edificios a base de pantallas

Los edificios estructurados exclusivamente a base de pantallas de concreto armados tienen un comportamiento bas-- tante diferente a los que emplean los pórticos.

Estos edificios proporcionan la resistencia adecuada a las cargas verticales y horizontales mediante la disposición paralela de pantallas o muros de corte en las dos direcciones de la planta.

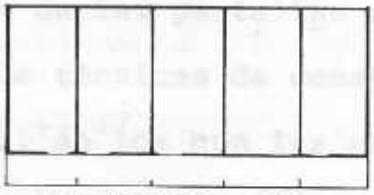
Algunas de las disposiciones más usuales se presentan en la Fig. I.3. En el esquema de la Fig. I.3.a, pantallas sin aberturas, el reparto de la carga entre los distintos elementos es sencillo porque se hace en proporción a las rigideces de cada uno de ellos. En los otros dos esquemas las pantallas quedan interrumpidas por algunas aberturas y conectadas

FIGURA No. 1.1

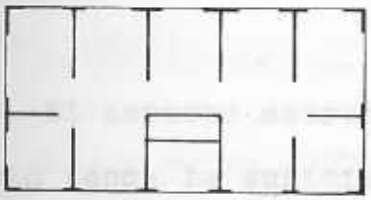
DEFORMACION TIPO "CORTE"
PARA PORTICOS

FIGURA No. 1.2

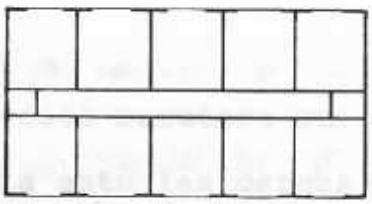
DEFORMACION TIPO " FLEXION"
PARA PANTALLAS



a) PANTALLAS SIN ABERTURAS



b) PANTALLAS ACOPLADAS



c) PANTALLAS LONGITUDINALES

FIGURA No. 1.3

PLANTAS INDICANDO DISPOSICIONES TIPICAS DE PANTALLAS

entre si por dinteles o losas; el conjunto es muy rígido en sentido transversal pudiéndose garantizar su estabilidad en dirección longitudinal por pantallas adicionales orientadas en este sentido.

Se pueden adoptar disposiciones múltiples de las pantallas, que conducirán a diferentes comportamientos de la estructura, pero siempre es recomendable disponer las pantallas como mínimo siguiendo dos direcciones distintas en planta, que en los casos usuales coincidirán con las caras exteriores para edificios de forma rectangular.

La disposición de las pantallas en esta forma es lo que permite el empleo de técnicas de construcción industrializada (Sistema Tunel), en los que las pantallas cumplen al mismo tiempo función estructural y de cerramiento. Los edificios para vivienda y hoteles, al presentar los cerramientos bastante próximos son ideales para ser realizados con esta técnica.

El aspecto estructural del proyecto requiere que el edificio tenga la suficiente resistencia ante las cargas horizontales y verticales.

1.4.1 Efecto de las cargas horizontales

La estabilidad del edificio ante cargas horizontales se consigue aprovechando la rigidez intrínseca de las pantallas en las dos direcciones de la planta.

Las losas de piso tienen como función la de transmitir las acciones horizontales que actúan en su plano (de rigidez infinita) a las pantallas, las que a su vez las transmitiran a la fundación.

El reparto de la carga lateral entre las distintas pantallas de un piso depende de la rigidez de las pantallas en la dirección de la carga lateral y también de la geometría de todo el edificio. La presencia de aberturas en las pantallas monolíticas y la falta de continuidad en las plantas del edificio hace que las secciones no permanezcan planas ante la deformación, haciéndose necesaria la aplicación de técnicas de análisis poco divulgadas para obtener una buena aproximación de la forma en que se reparten las tensiones entre los diferentes elementos, al ser sometida la estructura a la acción de las cargas laterales. Las tensiones resultantes en las pantallas por efecto de tales cargas se verán sensiblemente reducidas si se toma en cuenta la colaboración de los dinteles.

Dada la característica rígida de los edificios apantallados, ante la acción dinámica de los terremotos, los períodos fundamentales de vibración son pequeños, de aquí que deban ser calculados con fuerzas horizontales mayores que las correspondientes a las estructuras aporticadas de iguales dimensiones. Por otra parte la interacción suelo-estructura es también diferente ante las acciones dinámicas, ya que los edificios a base de pantallas tienen una gran superficie en contacto con el suelo a diferencia de los edificios aporticados que estan unidos solo por pequeñas zapatas o cabezales muchas veces aislados. La interacción suelo-estructura para este tipo de edifico, se manifiesta generalmente con un aumento del período fundamental del sistema suelo-estructura y con la aparición de mayor influencia del segundo modo de vibración.

1.4.2 Efecto de las cargas verticales

La acción de las cargas verticales sobre las pantallas produce un estado de compresión en las mismas.

El proyecto estructural deberá situar las diferentes pantallas en posiciones en que soporten tanta carga vertical como sea posible, en la medida que el proyecto arquitectónico permita tal distribución, a fin de contrarrestar eficientemente las tracciones originadas por las cargas

horizontales.

La distribución de las cargas verticales (permanentes y sobrecargas) en los edificios apantallados es tal que puede suponerse que sólo generan compresión axial sobre las pantallas. En realidad se producen pequeños momentos flectores y cortes en las cercanías de las aberturas y dintales (Fig. I.4), pero estas pueden considerarse de carácter local y no tomarse en cuenta.

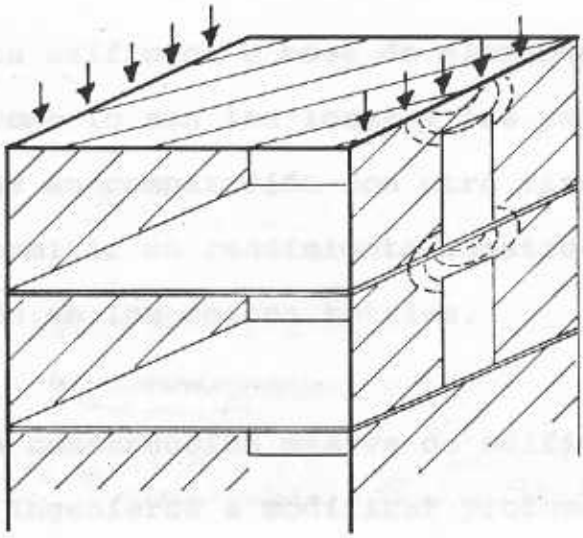


FIGURA No. I.4
EFECTO DE LAS CARGAS VERTICALES

El cálculo automático no se emplea generalmente para el análisis por carga vertical, por lo que lo usual es hacer un análisis de carga vertical aproximado, considerando las areas tributarias de cada pantalla y el peso propio de las mismas.

1.5 Los métodos constructivos

1.5.1 Generalidades

En los últimos años, la creciente necesidad de viviendas en todo el mundo, ha hecho concentrar buena parte de los esfuerzos de los gobiernos y de la empresa privada en el desarrollo de procedimientos que dinamicen la construcción de edificios, para de esta forma cubrir el déficit existente.

Los edificios a base de elementos planos de concreto armado como lo son las losas y las pantallas, han tenido un gran auge en comparación con otro tipo de estructuraciones, por permitir un rendimiento constructivo muy alto y una disminución en los costos totales.

La construcción masiva de edificios ha llevado a Arquitectos e Ingenieros a modificar profundamente su metodología y conceptos para adaptarse al nuevo esquema planteado y de esta manera lograr menores costos y un tiempo de ejecución más corto.

Con el uso de metodos constructivos de tipo industrializado es posible disminuir el costo de mano de obra y si bien se requieren sistemas y equipos de elevado precio, los grandes volúmenes de construcción y la eficiencia de tales

sistemas y equipos, permiten la rápida amortización del costo de los mismos.

Básicamente existen dos grandes tendecias generales en la construcción masiva de edificios de concreto armado:

a) La construcción prefabricada

En la construcción prefabricada se producen en serie los diferentes elementos de la estructura, tales como columnas, vigas, losas, pantallas, etc. que suelen estar normalizados. La producción de tales elementos se realiza en plantas de prefabricación que trabajan en forma idéntica a una industria. Posteriormente se transportan estos elementos a la obra y se procede a ensamblarlos. La construcción con elementos prefabricados de concreto permite un mejor control de calidad. También se pueden producir elementos de concreto armado elaborados con agregados livianos. Sin embargo la construcción prefabricada presenta una serie de desventajas como son el alto costo del transporte de los elementos prefabricados a la obra y las dificultades en la colocación y unión en sitio de los diferentes elementos prefabricados.

b) La construcción racionalizada

En la construcción racionalizada todos los elementos de concreto de la estructura se elaboran en sitio, valiéndose para ello de un sistema de encofrados, con el cual se va construyendo en forma cíclica la superestructura del edificio. Existen diversos tipos de sistemas de encofrado, que han venido apareciendo con mayor o menor éxito, dependiendo su aceptación del costo por metro cuadrado de construcción que resulta finalmente. La versatilidad del sistema de encofrados es lo que marca la pauta en este tipo de método constructivo.

Para la construcción de edificios diseñados estructuralmente a base de losas macizas y pantallas es muy utilizada esta técnica constructiva. Mediante el uso de un sistema de encofrados especiales, respaldado por maquinaria y equipo humano especializado es posible la construcción de tales edificios, de una forma casi industrializada. El sistema se caracteriza por el hecho de que se vacían losas y pantallas conjuntamente y además por la ventaja de que se puede desencofrar en un tiempo no mayor de 24 horas y procederse a la preparación y vaciado del nivel superior. Bajo la denominación de "sistema constructivo tipo tunel" se engloban una variedad de métodos constructivos que basicamente trabajan de la forma descrita. Dado el gran auge que esta

teniendo la construcción de edificios apantallados con este sistema es conveniente un breve estudio del mismo.

1.5.2 El sistema constructivo tipo "Túnel"

El sistema de encofrados tipo túnel, como su nombre indica, esta formado por módulos de acero en forma de U o de L invertida de longitudes variables que se acoplan formando un túnel de la longitud deseada. En realidad, el sistema túnel propiamente dicho es el que utiliza módulos de túnel completo (forma de U invertida), mientras que el sistema llamado semitúnel utiliza módulos de medio túnel que al acoplarlos forman un módulo de túnel completo. (Fig. I-5 y I-6).

Para la construcción en sistema túnel se comienza colocando el acero de refuerzo de las pantallas, que generalmente se provee mediante mallas electrosoldadas acorde con el criterio de disminuir el costo de la mano de obra; así mismo se van colocando las instalaciones de plomería y electricidad que van a quedar embebidas en el concreto.

El montaje de los túneles se realiza alternadamente de manera de permitir la colocación de las cajas para puertas, ventanas y ductos que al vaciar el concreto impiden el paso del mismo, quedando los correspondientes huecos. Lue

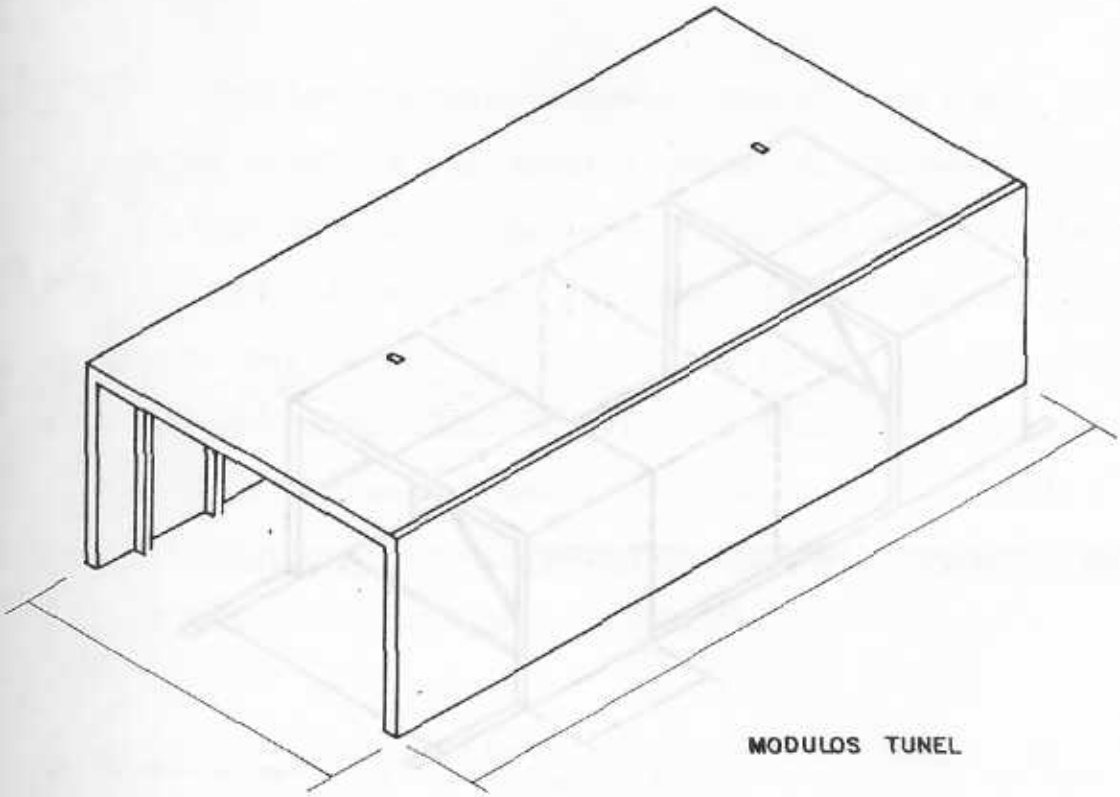


FIGURA No. 1.5 a

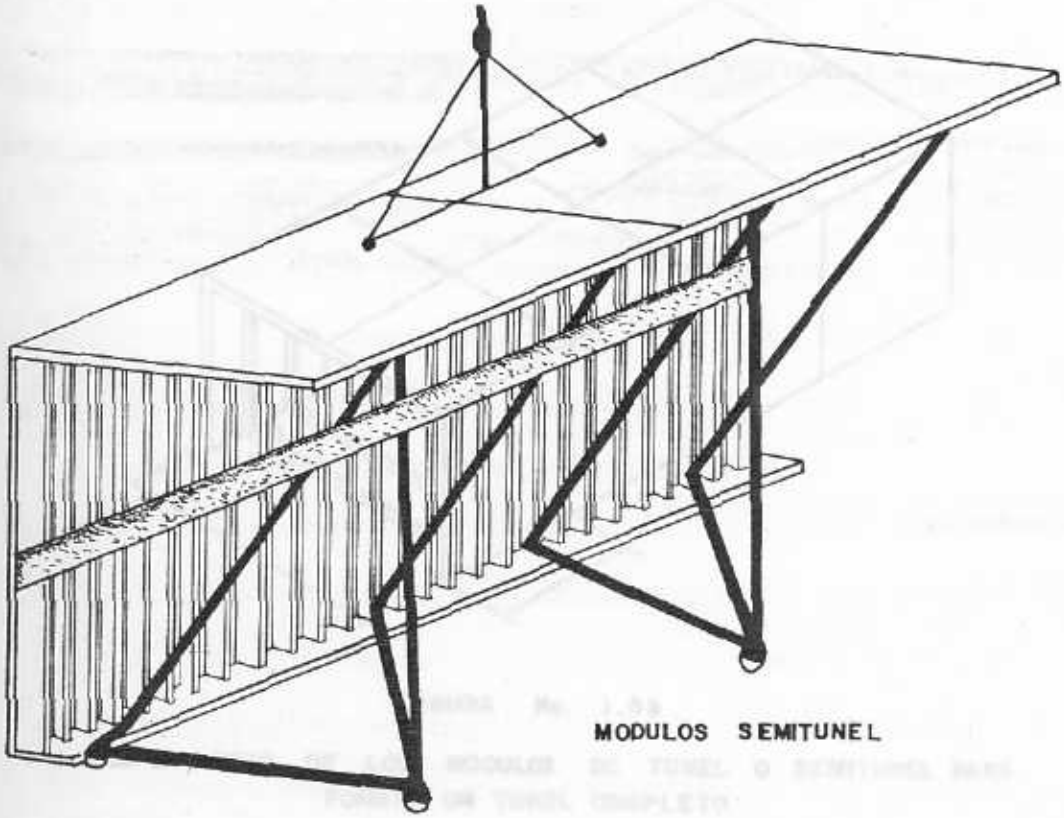


FIGURA No. 1.5b

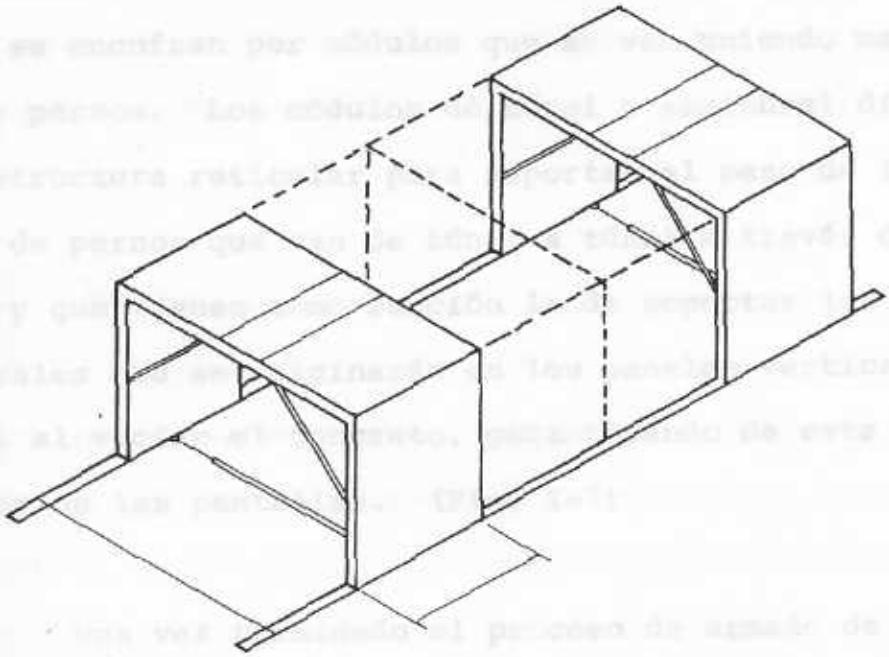


FIGURA No. I.6 a

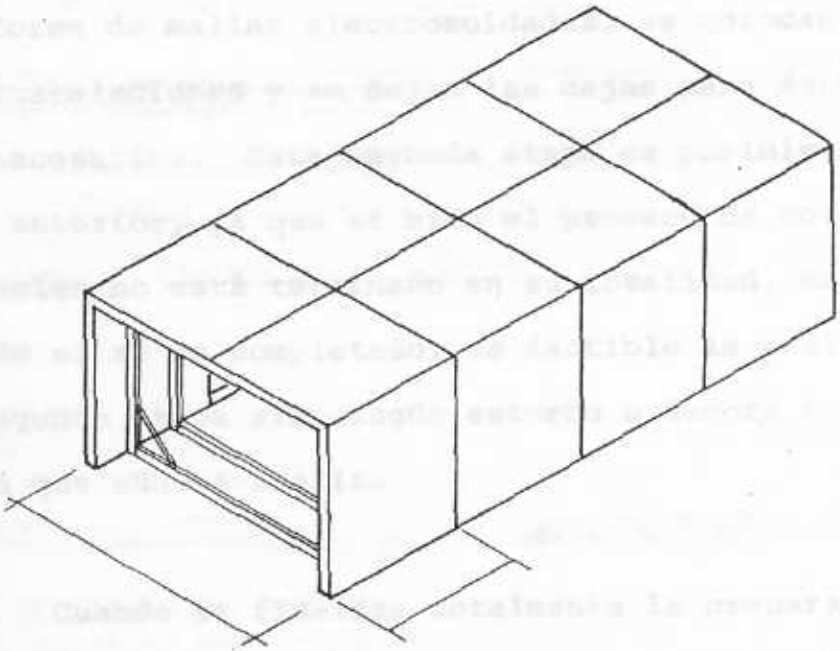


FIGURA No. I.6b

ACOPLAMIENTO DE LOS MODULOS DE TUNEL O SEMITUNEL PARA FORMAR UN TUNEL COMPLETO

go se colocan los restantes túneles que al igual que los anteriores se encofran por módulos que se van uniendo mediante cierres y pernos. Los módulos de túnel o semitúnel disponen de una estructura reticular para soportar el peso de la losa, así como de pernos que van de túnel a túnel a través de la pantalla y que tienen como función la de soportar los empu-- jes laterales que se originarán en los paneles verticales del túnel al vaciar el concreto, garantizando de esta manera el espesor de las pantallas. (Fig. I-7)

Una vez terminado el proceso de armado de las pantallas y colocación de los túneles se procede a la preparación de la losa. Se dispone el acero requerido, general-- mente en forma de mallas electrosoldadas, se colocan las tuberías e instalaciones y se dejan las cajas para ductos y aberturas necesarios. Esta segunda etapa es posible solaparla con la anterior, ya que si bien el proceso de colocación de los túneles no está terminado en su totalidad, en aquellas áreas donde si se ha completado, es factible la realización de esta segunda etapa sin ningún estorbo o demora en la primera etapa que aún se realiza.

Cuando se finaliza totalmente la preparación de pantallas y losas se vacía el concreto que generalmente debera alcanzar una resistencia especificada a la compresión entre 200 y 250 Kg/cm^2, de acuerdo al proyecto, y con un asenta--

miento variable entre 4" y 5". El concreto se vacía de forma monolítica en paredes y losas, ocupando los espacios existentes entre paneles verticales y sobre los paneles horizontales.

Después de un ligero curado, transcurrido un tiempo de unas 12 horas, se puede proceder al desencofrado. Esta operación se realiza de distintas formas según el sistema utilizado: en el sistema de encofrado semitúnel, los semitúneles suelen llevar un pié vertical que por su extremo superior va articulado para poderse recoger, y por el inferior lleva una rueda que juntamente con las dos que van en cada módulo en el extremo inferior del panel vertical, proporciona un apoyo estable sobre el que puede desplazarse el semitúnel, rodando, hasta aparecer sobre la mesa de desencofrado. Son estas unas mesas cuya superficie aparece como una continuación de la placa sobre la que se apoyan los túneles, y permite el apoyo del módulo que se va a extraer para ser transportado mediante grúa a un nuevo emplazamiento para su próxima puesta. Una ventaja que presenta el sistema semitúnel es la del menor peso que presentan los módulos semitúnel, resultando más manejables y siendo más reducida la capacidad requerida por la grúa para su elevación en obra.

En los sistemas que utilizan túneles completos se han previsto diferentes dispositivos que retraen los pane

les verticales y horizontales permitiéndo el desencofrado, después se ruedan hasta una mesa de desencofrado para ser transportados a su nueva posición y así continuar el ciclo. (Figs. I-8 y I-9).

Es importante notar que este ciclo de desencofrado-encofrado-vaciado-curado, puede ser completado en 24 horas; generalmente se desencofra y encofra en la mañana, se vacía por la tarde, dejándose el curado por la noche, de tal manera que al día siguiente se continúe con otro ciclo. Esto constituye una de las características fundamentales del sistema en la que reside su economía.

El sistema constructivo tipo túnel goza de una gran flexibilidad, con el se puede realizar casi cualquier distribución además de que tecnicamente no existe restricción en las alturas libres ni en las luces de las losas. Las alturas desde piso acabado a techo suelen ser de 2.50 a 2.60 m.y dependen de la altura del túnel, si bien pueden ser ligeramente reguladas. Las luces de las losas no es conveniente que sean mayores de 6.0 m por requerir cuantías de acero elevadas y por resultar problemático el desencofrado en 12 horas aún con aditivos y sistemas de curado costosos. De todas maneras para una luz de losa normal, siempre es recomendable apuntalar en el centro de la losa al desencofrar al cabo de 12 horas. Los espesores de pantallas y losas resultan

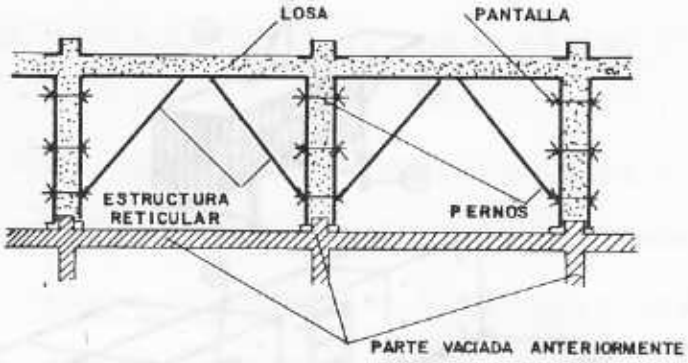


FIGURA No. I.7

CORTE DE UN SISTEMA DE ENCOFRADO TUNEL

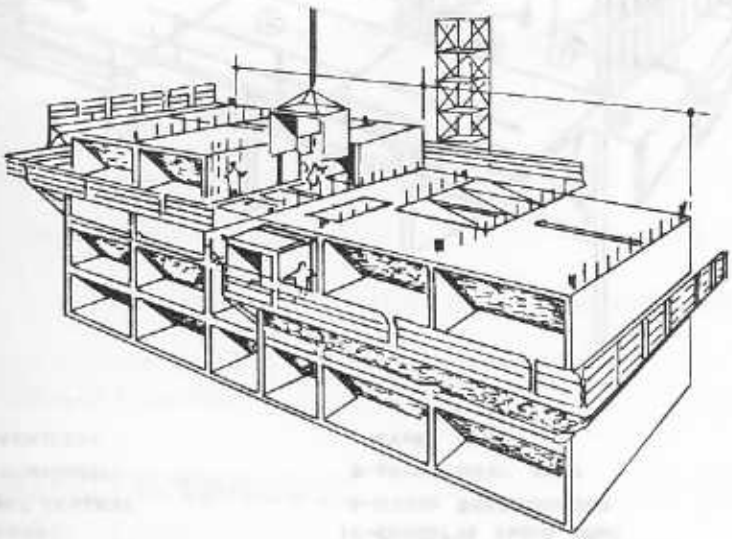
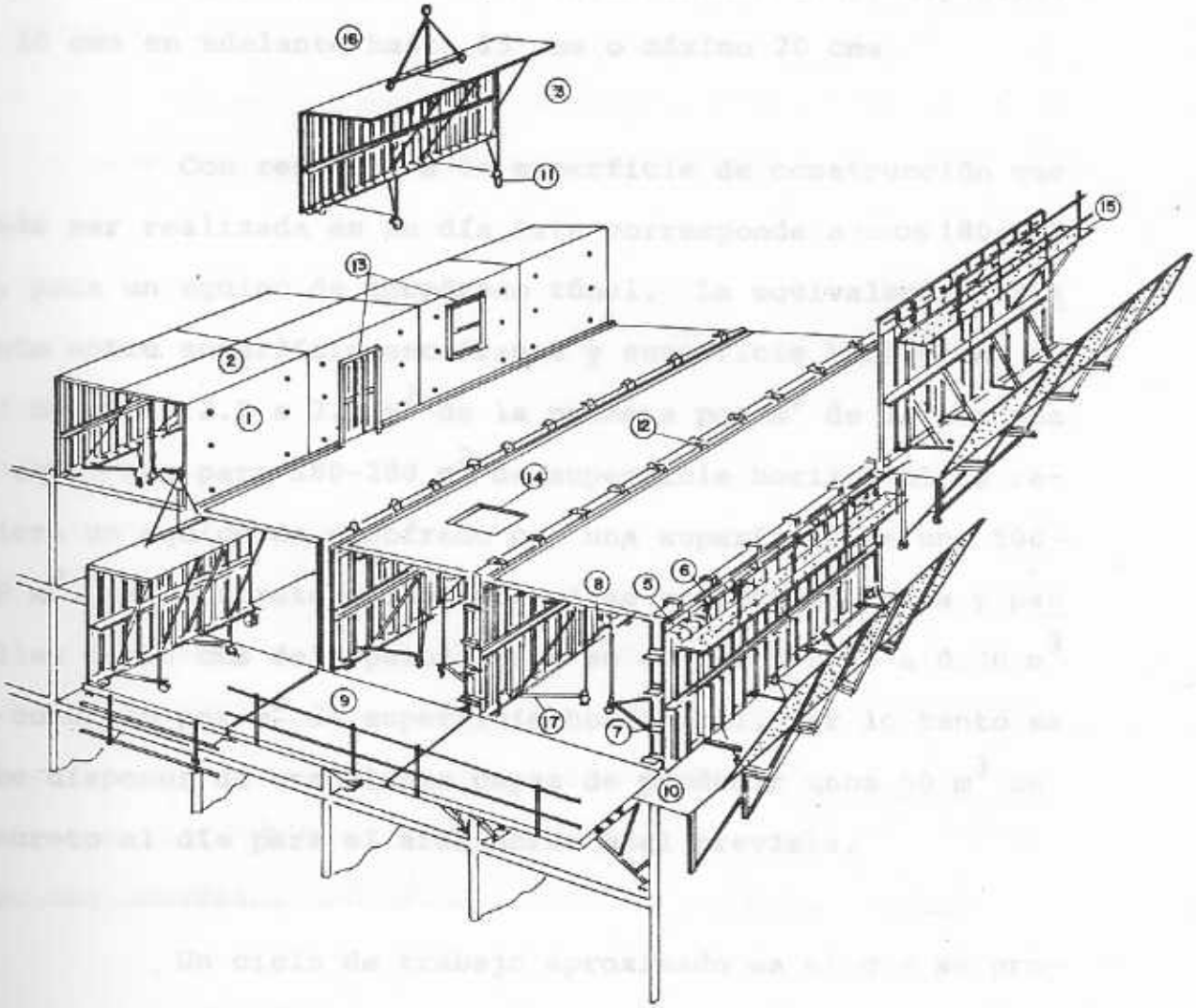


FIGURA No. I.8

DESMONTAJE DE LOS MODULOS TUNEL Y PREPARA-
CION PARA UN NUEVO VACIADO



1 PANEL VERTICAL
2 PANEL HORIZONTAL
3-SEMITUNEL VERTICAL
4-PANEL FONDO
5-PANEL MURO
6-PANEL REALCE MURO
7-TAPAS MURO
8-TAPAS FINAL LOSA
9-MESAS DESENCOFRADO
10-CONSOLAS APOYO MURO
11-APOYOS TUNEL VERTICAL
12-BANQUETA ARRANQUE MUROS
13-RESERVAS VERTICALES
14-RESERVAS HORIZONTALES
15-PASARELAS CIRCULACION
16-ELEMENTOS DE ELEVACION
17-ACCESORIOS

FIGURA No. 1.9

SISTEMA DE ENCOFRADO SEMITUNEL

tes son variables de acuerdo a los cálculos estructurales, sin embargo las pantallas generalmente resultan como espesores de 10 a 25 cms; las losas macizas suelen tener espesores de 10 cms en adelante hasta 15 cms o máximo 20 cms.

Con respecto a la superficie de construcción que puede ser realizada en un día ésta corresponde a unos 180-200 m^2, para un equipo de encofrado túnel. La equivalencia existente entre superficie encofrante y superficie horizontal es del orden de 2.5 a 3.0 m^2 de la primera por m^2 de la segunda. De aquí que para 180-200 m^2 de superficie horizontal se requiera un equipo de encofrado con una superficie de uno 500 - 600 m^2. El concreto requerido, si se consideran losas y pantallas de 15 cms de espesor, está en el orden 0.25 a 0.30 m^3 de concreto por m^2 de superficie horizontal, por lo tanto se debe disponer de una planta capaz de producir unos 50 m^3 de concreto al día para el area horizontal prevista.

Un ciclo de trabajo aproximado es el que se propone a continuación:

DESENCOFRADO-TRANSPORTE LIMPIEZA-ENCOFRADO	6 a 7 horas
VACIADO DEL CONCRETO	5 a 6 horas
CURADO	13 a 11 horas
TOTAL CICLO	24 horas

Las operaciones de colocación del acero y de las instalaciones (plomería y electricidad) pueden solaparse con las de movimiento de encofrado y vaciado.

Se estima que para conseguir este ciclo de 24 horas es necesario el siguiente equipo humano:

OPERADOR DE GRUA	1	hombre
ENCOFRADORES	6 a 8	hombres
VACIADO	4 a 5	hombres
CABILLEROS	2	hombres
INSTALACIONES	2	hombres

Este personal puede reducirse aún más si se dispone de personal polivalente. En embargo en los primeros niveles del edificio resulta ser conveniente reforzar el equipo de manera de tener seguridad de que se realice la rotación del encofrado cada 24 horas.

Además del equipo de encofrado túnel y los andamios o mesas de desencofrado se requiere un equipo de elevación que suele ser:

Grúa Torre: En el caso de que los edificios a construir se encuentren muy cerca uno del otro.

Grúa Camión: Si los edificios a construir se encuentran en una gran dispersión, lo cual obliga a cambiar constantemente lo posición de la grúa.

Grúa Riel: Se utiliza en la condición particular de que se tengan dos hileras de edificios entre los cuales pueda circular una grúa sobre rieles que atienda a los diferentes edificios.

Si bien el construír con sistema túnel requiere una inversión inicial bastante elevada esta se puede amortizar facilmente ya que los sistemas de encofrado túnel pueden usarse un mínimo de 500 veces con un mantenimiento normal, pudiéndose llegar a usar hasta 1000 veces con una utilización y mantenimiento cuidadosos. Este método constructivo para que resulte realmente económico deberá por lo tanto ser utilizado en la construcción de varios edificios.

El sistema constructivo tipo túnel presenta una serie de ventajas sobre los sistemas constructivos tradicionales, algunas de las cuales se exponen a continuación:

- Con la construcción con sistema túnel se obtiene una reducción en el costo de la estructura que puede estimarse entre el 25 y el 30%

- Los frisos se reducen entre el 70 y el 80% ya que el sistema túnel provee una superficie obra limpia en las pantallas que puede ser pintada o empapelada directamente.

- Los tabiques se reducen entre el 40 y el 50% cumpliendo las pantallas la doble función estructural y de cerramiento.

- Las losas de piso no suelen requerir tratamiento alguno, pudiendo recibir directamente el pavimento.

- El capítulo de remates de albañilería desaparece practicamente al quedar todas las instalaciones embebidas en el concreto y no requerirse los machones y columnas falsas del sistema tradicional; además al no exisitir reducción en las columnas como en el sistema tradicional de pórticos, no se requiere el embonado de las mismas para la colocación de los cerramientos.

- Con la reducción del capítulo de albañilería desaparece práctícamente el capítulo de limpieza de obra, ya que todas las superficies de concreto resultan obra vista.

- Se reduce el capítulo de Herrería al poder quedar los marcos de las puertas y ventanas fijos en las paredes al vaciar el concreto.

- Se produce una elevada reducción de la mano de obra respecto al sistema tradicional, no hay necesidad de los carpinteros.

- El tiempo de ejecución de la obra se reduce entre el 30 y el 40% respecto al sistema tradicional, produciéndose una reducción substancial en los gastos generales de obra.

- Se reduce el costo total de la obra en el 40% o más.

- Permite una mayor rotación de la inversión, disminuyendo la necesidad de recursos financieros.

CAPITULO II

C A P I T U L O I I

LOS METODOS DE ANALISIS

2.1 Generalidades

El análisis de los edificios de concreto armado a base de elementos de pared delgada (pantallas), tiene diferencias notables respecto a la metodología seguida en los tradicionales edificios de pórticos. La características estructural de los edificios apantallado es la de ser bidimensionales, es decir, no puede considerarse su comportamiento como el de un conjunto de estructuras en el plano. El problema de la geometría ocupa un papel relevante en el cálculo de los edificios a base de pantallas y por lo tanto es necesario establecer nuevos procedimientos de análisis o hacer consideraciones especiales en los métodos tradicionales.

Como hemos visto, el comportamiento de un edificio apantallado bajo la acción de cargas verticales y de cargas horizontales es bastante diferente al de un edificio de pórticos. Para el análisis de un sistema estructural a base de pantallas sometido a la acción de fuerzas horizontales existen básicamente dos métodos :

a) Métodos que desprecian la rigidez torsional de los miembros.

b) Métodos que consideran la rigidez torsional de los miembros.

El primer método consiste en descomponer la estructura en un sistema de pórticos planos y se hace la hipótesis de la rigidez infinita de los diafragmas horizontales en su plano. Esta aproximación desprecia la componente torsional de la rigidez de la estructura.

El segundo método considera que la estructura se compone de una serie de elementos de pared delgada con ejes paralelos unidos con membranas indeformables en su plano, pero que no agregan ninguna componente a las tensiones en el plano perpendicular. Las fuerzas horizontales se reparten en los miembros en forma de una componente de tensión cortante en cada nivel y una componente axial que produce el alabeo de las secciones planas de los elementos verticales.

De acuerdo a estos conceptos se han desarrollado varias metodologías para el análisis de los edificios apantallado, las cuales se exponen a continuación.

2.2 Método de los Pseudopórticos

Este método, como su nombre lo indica, trata las pantallas como si fueran pórticos. En edificios a base de pantallas que presentan aberturas se puede emplear este método, para lo cual se esquematizan las pantallas con aberturas en un pseudopórtico. Los ejes de los elementos del pseudopórtico se establecen por los puntos medios de los elementos entre aberturas, tal como se muestra en la Fig. II.1

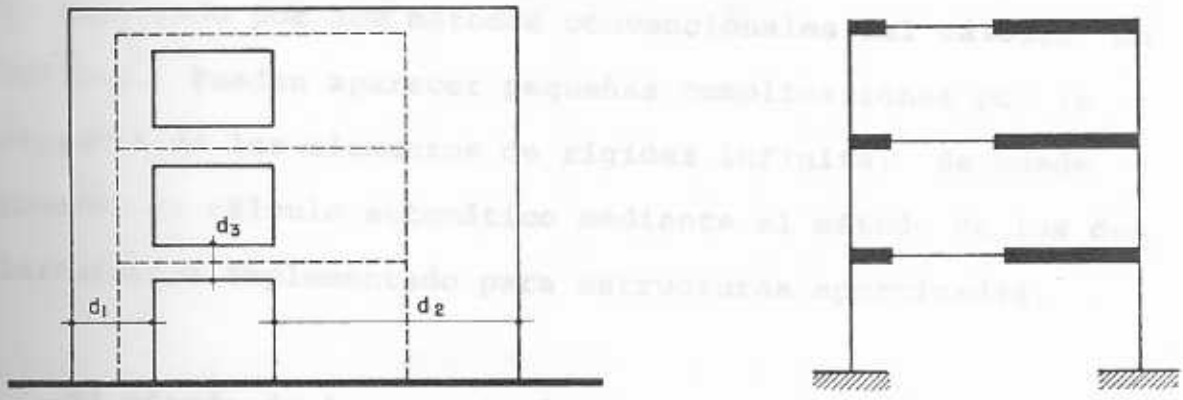


FIGURA No. II - 1

IDEALIZACION DE UNA PANTALLA CON ABERTURAS

Para la determinación de las rigideces de las columnas del pseudopórtico se consideran los momentos de inercia en base a las dimensiones completas, así se tiene :

$$I_1 = \frac{bd_1^3}{12} \qquad I_2 = \frac{bd_2^3}{12}$$

La rigidez de las vigas se considera dividéndola en dos partes, una parte flexible sobre la abertura, cuyo momento de inercia sería en este caso : $I_3 = \frac{bd^3_2}{12}$ y otra parte formada por unos brazos rígidos de momento de inercia y área infinitos, a cada lado de la parte flexible y que abarcan la zona de la viga o dintel que queda incluída en la columna (Fig. II.2).

El pseudopórtico resultante según lo descrito, puede ser analizado por los métodos convencionales del cálculo de pórticos. Pueden aparecer pequeñas complicaciones por la presencia de los elementos de rigidez infinita. Se puede proceder al cálculo automático mediante el método de los desplazamientos implementado para estructuras aporticadas.

El método de los pseudopórticos, si bien, permite el uso de la metodología tradicional de cálculo de pórticos,así como el uso de programas de computadoras desarrollados paraeste fin, tiene la desventaja de aproximar la estructura apantallada a un esquema estructural que resulta más bien dudoso. Como se ha dicho, el comportamiento de las estructuras a base de elementos de pared delgada y sección abierta es la de un conjunto no descriptible en forma sencilla e inequívoca en varios miembros unidimensionales por lo que esta idealización de los pseudopórticos no parece ser la más con-

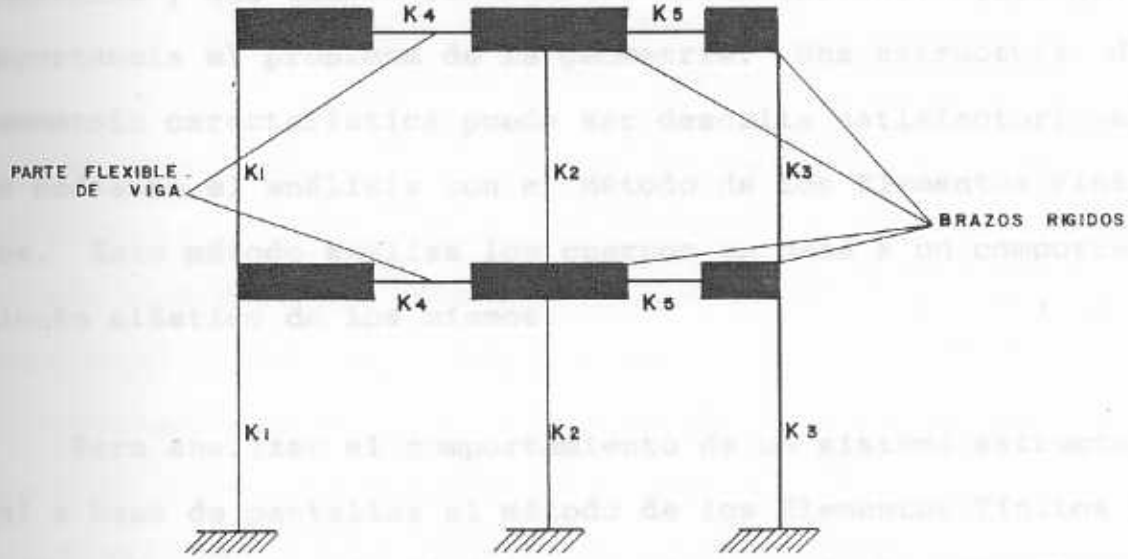


FIGURA No. II. 2

MODELO MATEMATICO DE PSEUDO PORTICO

veniente para la descripción de tal comportamiento.

2.3 Método de los Elementos Finitos

En el análisis de los edificios a base de pantallas con aberturas y que tienen continuidad tridimensional cobra gran importancia el problema de la geometría. Una estructura de geometría característica puede ser descrita satisfactoriamente mediante el análisis con el Método de los Elementos Finitos. Este método analiza los cuerpos en base a un comportamiento elástico de los mismos.

Para analizar el comportamiento de un sistema estructural a base de pantallas el método de los Elementos Finitos - utiliza la técnica de dividir los miembros de la estructura- en elementos rectangulares finitos que están interconectados en puntos nodales comunes. La formulación del comportamiento de estos elementos finitos se basa en los conceptos de la Teoría de la Elasticidad. Las relaciones entre las fuerza - en las esquinas de los elementos U_i, V_i y los correspondientes desplazamientos u_i, v_i se emplean en el modelo matemático que define el comportamiento de la estructura (Fig. II-3).

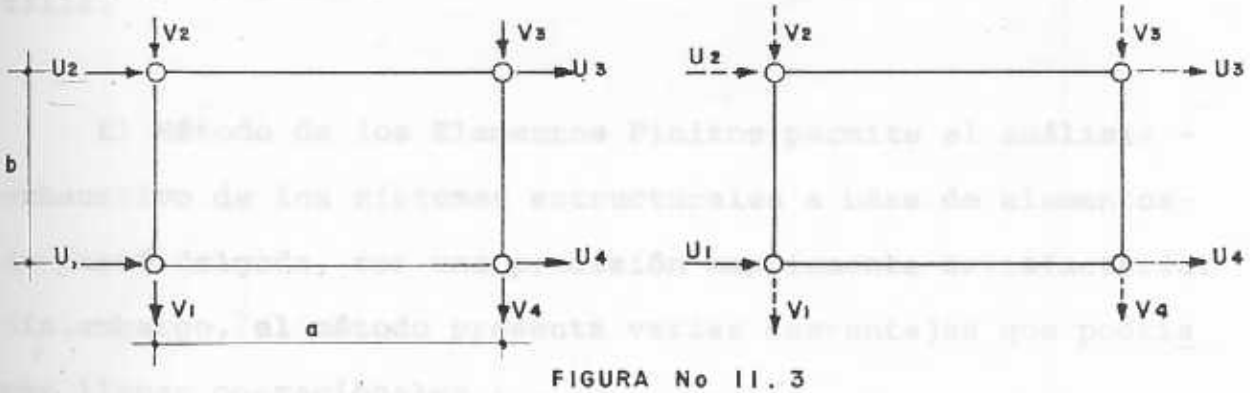


FIGURA No II.3

ELEMENTOS FINITOS RECTANGULARES

En base a estos parámetros se determinan finalmente las tensiones normales σ_x y σ_r y las tensiones cortantes τ_{xy} para cada elemento. Se considera la interrelación entre todos los elementos que definen la estructura para así describir el comportamiento de la misma. A medida que se aumenta el número de elementos se llega a una aproximación más exacta de los valores de tensiones obtenidos por la teoría de la Elasticidad. También se pueden calcular los valores de los desplazamientos de los nodos que definen los diferentes elementos.

Los resultados del análisis por Elementos Finitos, son dados en forma de tensiones normales y cortantes, o en forma de tensiones principales y su dirección, para cada elemento; se dan también los desplazamientos de los diferentes puntos. Con esta salida queda totalmente descrito el comportamiento elástico de la estructura. En la Figura II.4 se muestra una salida gráfica del análisis por Elementos Finitos de una pan

talla.

El Método de los Elementos Finitos permite el análisis - exhaustivo de los sistemas estructurales a base de elementos- de pared delgada, con una precisión ampliamente satisfactoria. Sin embargo, el método presenta varias desventajas que podríamos llamar operacionales :

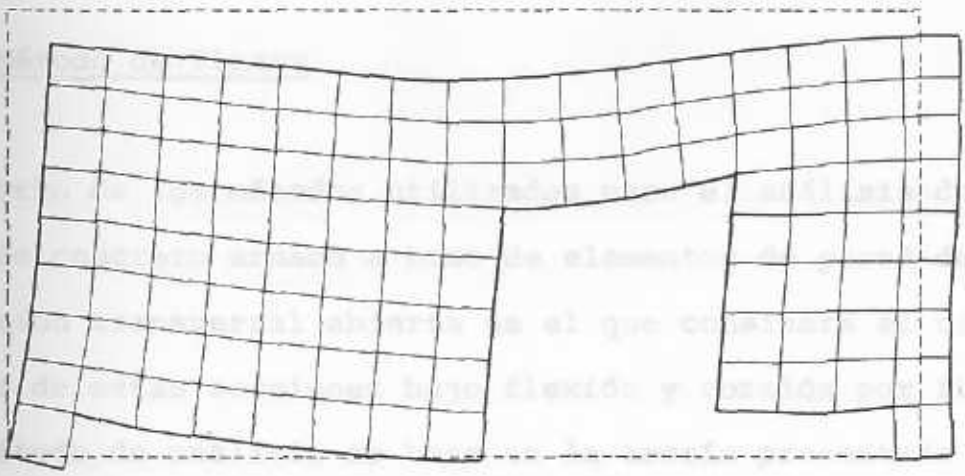
- La preparación de la entrada de datos del programa es necesariamente compleja y tediosa.

- La salida del programa no suele ser de fácil comprensión - por la gran cantidad de elementos considerados.

- El costo de computación resulta bastante elevado hasta para un pequeño problema.

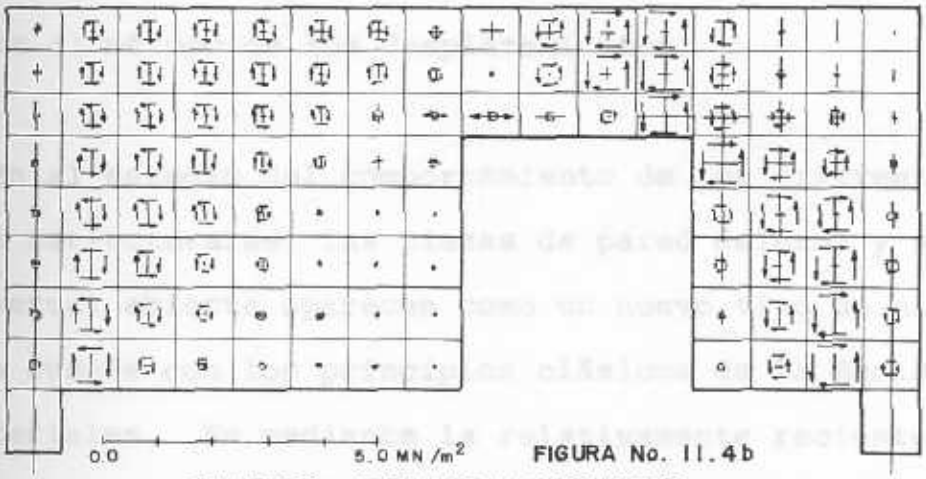
- No suele realizarse la verificación del equilibrio en la mayoría de tales programas.

- El diseño de ls estructura en base a tensiones, de acuerdo a los resultados del programa, no es una técnica muy extendida entre los proyectistas.



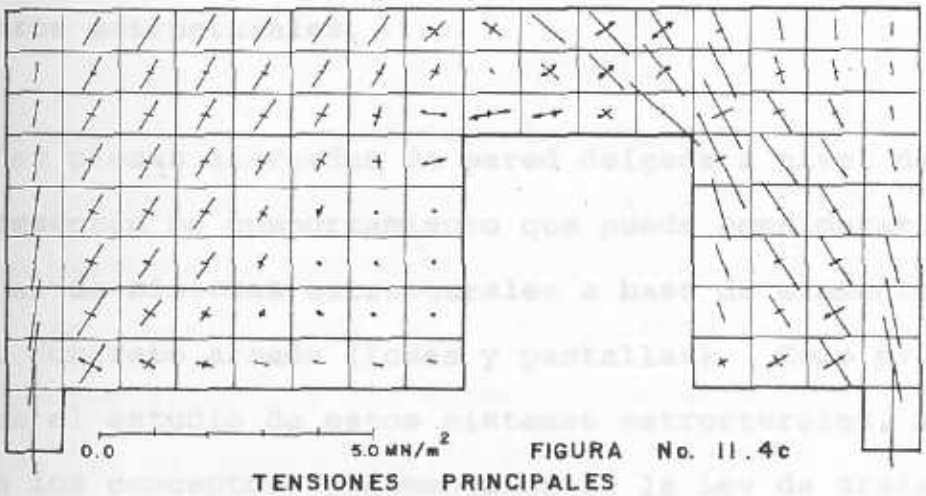
0.0 2.0 mm FIGURA No. II. 4a

DESPLAZAMIENTOS



0.0 5.0 MN/m² FIGURA No. II. 4b

TENSIONES NORMALES Y CORTANTES



0.0 5.0 MN/m² FIGURA No. II. 4c

TENSIONES PRINCIPALES

FIGURA No. II. 4

SALIDA GRAFICA DE UN PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS PARA CALCULAR ESTRUCTURAS A BASE DE PANTALLAS.

2.4 Método de Vlasov

Otro de los métodos utilizados para el análisis de edificios de concreto armado a base de elementos de pared delgada y sección transversal abierta es el que considera el comportamiento de estas secciones bajo flexión y torsión por flexión. Tal método de análisis se basa en la teoría presentada por Vlasov en 1942 sobre elementos de pared delgada y sección transversal abierta, y en el análisis matricial de estructuras por el método de los desplazamientos.

En el estudio del comportamiento de los diferentes elementos estructurales, las piezas de pared delgada y sección transversal abierta aparecen como un nuevo tipo de elemento que no cumple con los principios clásicos de la Resistencia de Materiales. Es mediante la relativamente reciente Teoría de Vlasov, que se resuelve el comportamiento de este tipo de elementos estructurales.

Las piezas alargadas de pared delgada a nivel de elemento, presentan un comportamiento que puede considerarse semejante al de sistemas estructurales a base de elementos planos de concreto armado (losas y pantallas). Como primer paso para el estudio de estos sistemas estructurales, se presentan los conceptos fundamentales de la Ley de Areas Sectoriales para el estudio de los elementos de pared delgada y

sección transversal abierta.

2.4.1 Comportamiento de un elemento de pared delgada y sección transversal abierta.

Las piezas alargadas de pared delgada se recono-- cen hoy en día como un nuevo tipo de elemento estructural en la clasificación que se hace de estos conforme a sus caracte- rísticas espaciales.

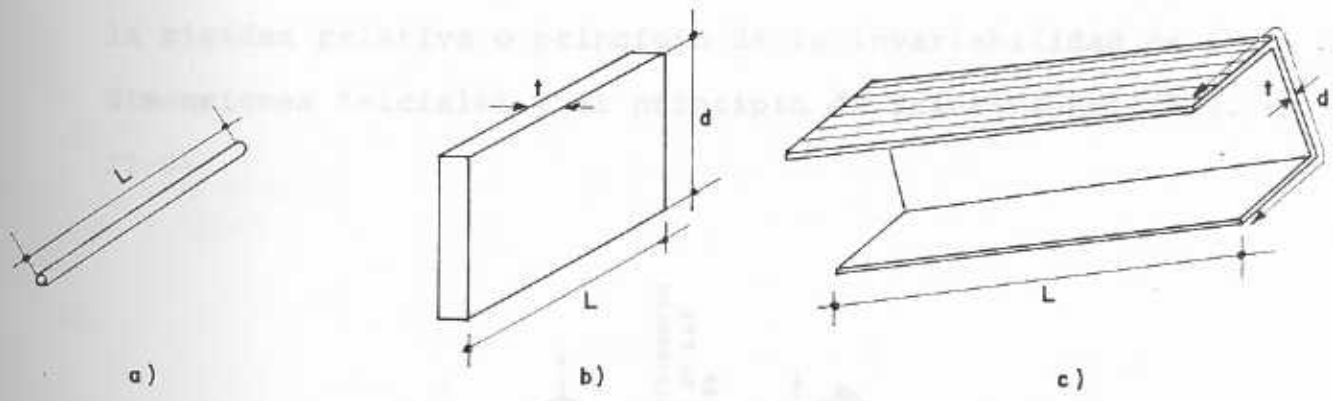


FIGURA No II.6

En la Fig. II-5 se presentan tres ejemplos de ele- mentos estructurales de diferente comportamiento de acuerdo - a sus características espaciales. La barra sólida (Fig. II-5 a) se puede decir que tiene un comportamiento en una dimen-- sión. La pantalla (Fig. II. 5 b)), tiene un comportamiento - en dos dimensiones, y los elementos de este tipo serán aqué-- llos en que se cumple que $t \ll d \sim L$. Finalmente, los elemen-- tos de pared delgada y sección transversal abierta, tal como-

la C de la Fig. II-5c) tienen un comportamiento que sólo puede ser definido en tres dimensiones. Tales elementos pueden ser clasificados espacialmente en base a que cumplan con que $t << d << L$.

Los elementos de pared delgada, además de sus peculiares relaciones geométricas, también resaltan por no presentar las condiciones para la aplicabilidad de dos de los tres principios rectores de la Resistencia de Materiales y Teoría (lineal) de la Elasticidad, éstas son : la regla de la rigidez relativa o principio de la invariabilidad de las dimensiones iniciales y el principio de Saint-Venant (Fig. II-6).

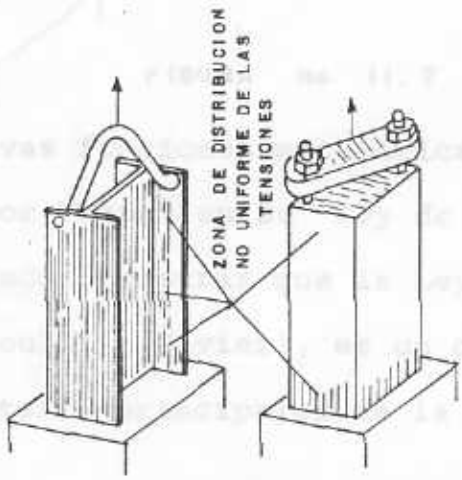
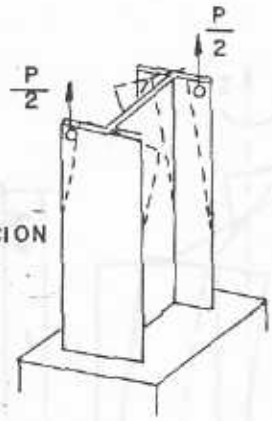


FIGURA II. 6

En la pieza de sección maciza es aplicable el principio de Saint-Venant, no así en la pieza de pared delgada y sección transversal abierta.

De esta manera, resulta obvio que para describir apropiadamente el comportamiento de los elementos de pared - delgada sea necesario recurrir a nuevas funciones matemáti-- cas. Ya desde comienzos de este siglo investigadores como - B. Bach (1909), S. Timoshenko y otros se percataron de que - en sistemas como el de la Fig. II.7 a), la sección no permanece plana; ocurre lo que se denomina "alabeo de la sección", es decir, distorsión del plano de la sección a causa de los- desplazamientos longitudinales de sus puntos (Fig. II. 7 b).



II. 7 a

ALABEO DE UNA SECCION RECTANGULAR SALIDA

II. 7 b

ALABEO DE UNA PIEZA DE DE PARED DELGADA.

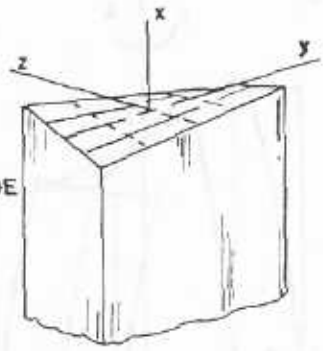
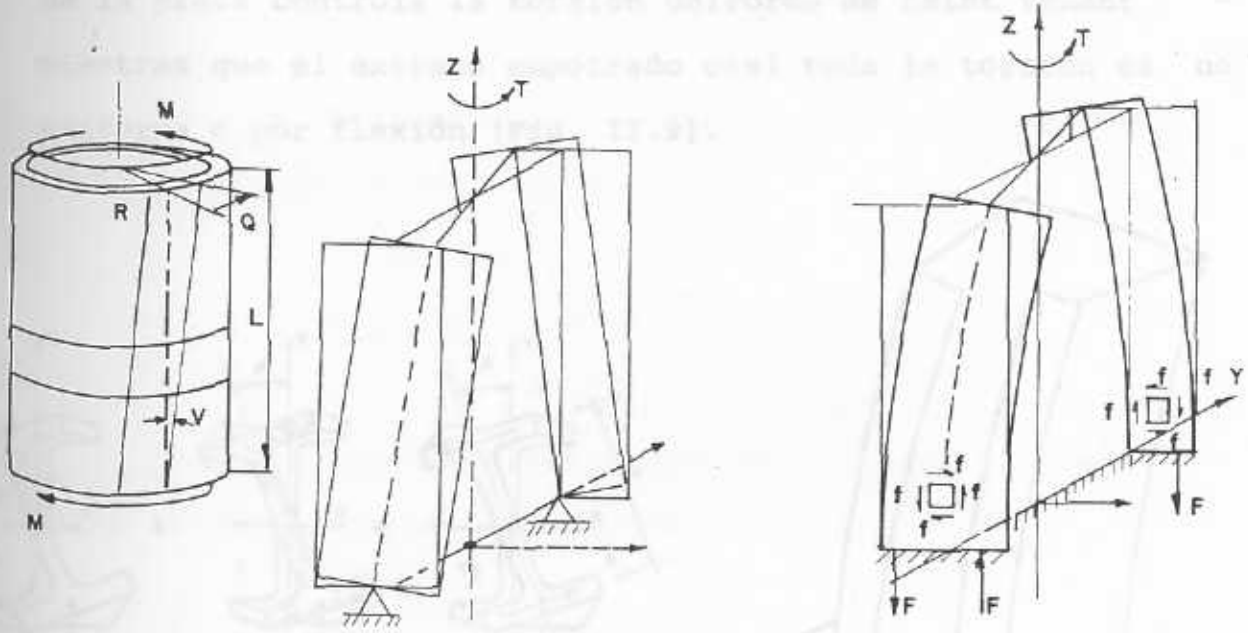


FIGURA No. II. 7

Las nuevas funciones matemáticas que se requieren fueron formuladas por Vlasov en su "Ley de las Areas sectoriales", con la cual pudo demostrar que la Ley de planeidad de las secciones (Bernoulli - Navier), es un caso particular de la misma. Las hipótesis principales de la Ley de las Areas - sectoriales son :

- Cumplimiento de la Ley de Hooke.
- Conservación de la forma de la sección transversal.
- No considerar las deformaciones por corte.

Básicamente, la acción torsionante sobre un elemento de pared delgada tiene dos efectos; un efecto llamado de torsión pura, uniforme o de Saint Venant que resulta básicamente en tensiones transversales o de corte y otro efecto llamado torsión por flexión, no uniforme o restringida que está acompañada por tensiones normales. Estos dos tipos de torsión se presentan en las Figuras II.8 a) y II. 8 b), respectivamente.



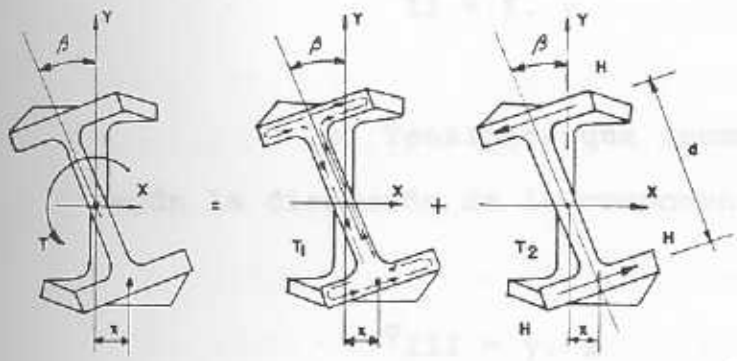
II.8a) TORSION UNIFORME O DE SAINT_ VENANT

II.8b TORSION NO UNIFORME O TORSION POR FLEXION

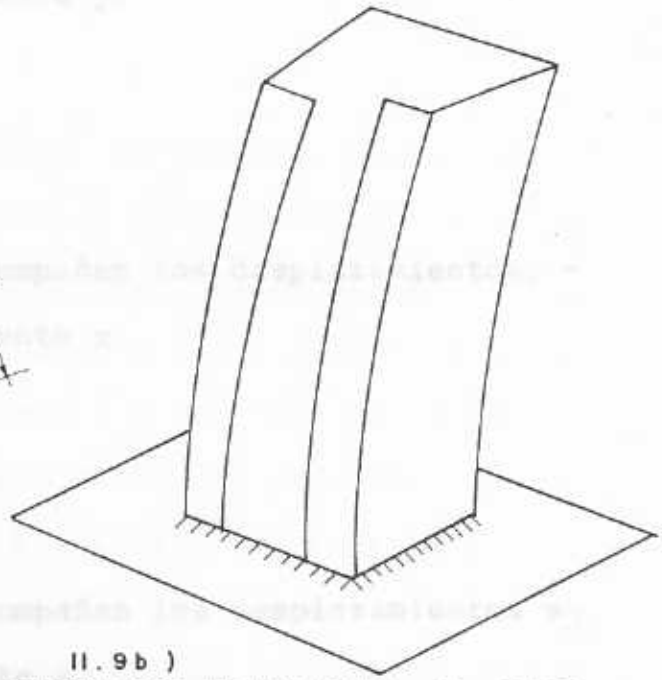
FIGURA No. II.8

La torsión Uniforme de Saint Venant es característica para secciones sólidas o para secciones cerradas de pared delgada. La Torsión por flexión o Torsión no uniforme es

predominante para secciones abiertas compuestas de pared delgada y tiene propiedades análogas a la flexión. Vlasov (1942 hace el estudio de que además de las torsiones uniformes existían las torsiones no uniformes en su libro "Vigas elásticas de pared delgada". En realidad, una pieza alargada de pared delgada y sección transversal abierta, empotrada en uno de sus extremos, y sometida a una acción torsionante, sufre una conbinación de Torsión uniforme con Torsión no Uniforme, denominada Torsión Mixta (Fig. II.9); así, en el extremo libre de la pieza controla la torsión uniforme de Saint Venant mientras que el extremo empotrado casi toda la torsión es no uniforme o por flexión (Fig. II.9).



II.9a)
TORSION MIXTA



II.9b)
DEFORMACION DE UNA PIEZA DE PARED DELGADA BAJO TORSION MIXTA

FIGURA II.9

De acuerdo con la Teoría de Vlasov las tensiones normales que se originan en un elemento de pared delgada y - sección transversal abierta, resultan de la combinación de - cuatro distribuciones de tensiones normales según cuatro diferentes componentes de desplazamiento; así tenemos :

a) Tensiones que acompañan los desplazamientos - según la dirección vertical z.

$$\sigma_I = \alpha . 1$$

b) Tensiones que acompañan los desplazamientos, según la dirección de la componente y.

$$\sigma_{II} = \beta . y$$

c) Tensiones que acompañan los desplazamientos, - según la dirección de la componente x.

$$\sigma_{III} = \gamma . x$$

d) Tensiones que acompañan los desplazamientos según la dirección de la componente ω

$$\sigma_{IV} = \delta . \omega$$

Donde las constantes α, β, γ y δ se denominan - "gradientes" de las tensiones según las direcciones z,y,x, y ω.

Como se puede notar, aparece una coordena adicional "ω", que Vlasov define como "coordenada sectorial principal".

Las tensiones normales que acompañan a los desplazamientos según la dirección de la componente "ω", no son - otras que las tensiones que se originan por el fenómeno de la torsión por flexión en piezas alargadas de pared delgada y - sección transversal abierta.

Para definir el concepto de Area Sectorial, veamos la Fig. II.10. Sea $\mathscr{C}$, la línea media de Contorno de la sección transversal de una pieza de pared delgada. Escogemos en este contorno un origen arbitrario A desde el cual se mide la longitud de la abcisa curvilínea S y trazamos desde el polo P, punto cualquiera en el plano de la sección, dos líneas hacia los extremos del segmento elemental. Si r es la distancia del polo a la tangente al contorno de la sección en el - punto Q, y el doble del área barrida por el radio al desplazarse dS, la designamos $d\omega$, la integral :

$$\omega_{(s)} = \int_{o}^{S} r_{(s)} . dS$$

Se denomian área sectorial

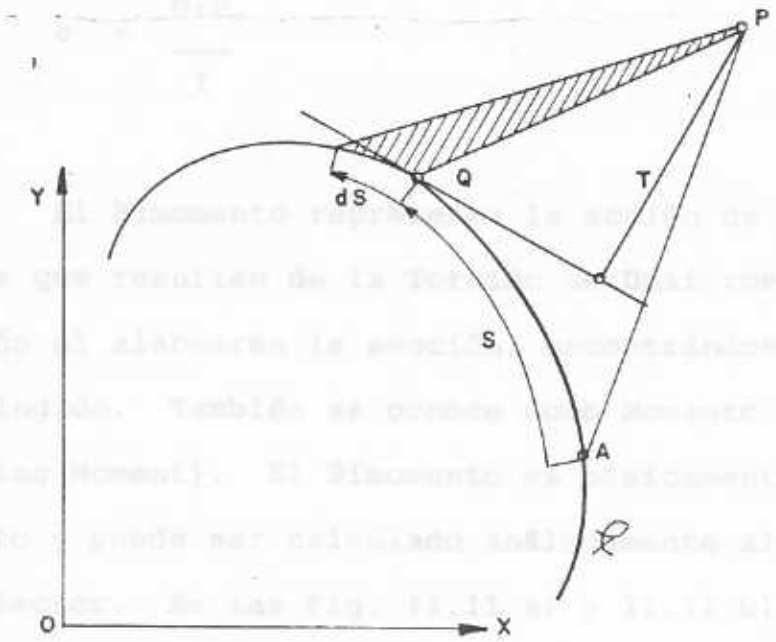


FIGURA II.10

AREA SECTORIAL

En los elementos prismáticos de pared delgada y - sección abierta sometidos a Torsión no Uniforme, se originan, como se ha dicho, además de tensiones transversales o de corte, tensiones normales de acuerdo a la expresión :

$$\sigma = \frac{B\omega}{I\ \omega\omega}$$

Donde :

$B\omega$ = Bimomento

$I\omega\omega$ = Momento de Inercia sectorial

Como puede observarse, esta expresión es similar a la ecuación de la flexión de Resistencia de Materiales :

$$\sigma = \frac{M.y}{I}$$

El Bimomento representa la acción de las cargas - exteriores que resultan de la Torsión no Uniforme o torsión - por flexión al alabearse la sección, encontrándose este ala-- beo restringido. También se conoce como Momento de Alabeo - (The Warping Moment). El Bimomento es básicamente el momento del momento y puede ser calculado análogamente al cálculo del Momento Flector. En las Fig. II.11 a) y II.11 b), se presenta una analogía entre el Momento Flector y el Bimomento

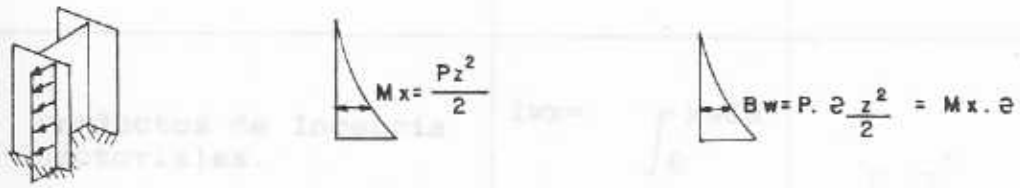


FIGURA No. II . IIa)

DIAGRAMA DE Mx DIAGRAMA DE Bw

FIGURA II.II

ANALOGIA ENTRE MOMENTO FLECTOR Y BINOMENTO

El Momento de Inercia sectorial ($I_{\omega\omega}$) es una función que puede ser definida al considerarse el Area Sectorial como una coordenada adicional. De igual manera se definen los Productos de Inercia Sectoriales ($I_{\omega x}$, $I_{\omega y}$) y el Momento Estático Sectorial (S_ω). En la Tabla I se detallan estas funciones :

CARACTERISTICAS	EXPRESION	UNIDADES
Area Sectorial	$w = \int_0^s r\,ds$	$[L]^2$
Momento Estático Sectorial. (determina la dirección inicial del radio sector origen de las áreas sectoriales-)	$sw = \int w\,da$	$[L]^4$
Productos de Incercia Sectoriales. (determinan la posición del polo de área sectorial)	$Iwx = \int_{\mathcal{A}} xw\,da$ $Iwy \int yw\,da$	$[L]^5$
Momento de Inercia Sectorial. (caracteriza al alabeo de sección. También se conoce como constante de Alabeo ó de Rígidez flexotorsional.	$Iww = \int_{\mathcal{A}} w^2\,da$	$[L]^6$

TABLA I_CARACTERISTICAS SECTORIALES DE LA SECCION

Si se conocen las propiedades geométricas de la sección, y las solicitaciones (incluído el Bimomento), se pueden obtener los correspondientes estados tensionales. En efecto, cualquiera que sea la magnitud del alargamiento o acortamiento debido a la fuerza axial, las subsiguientes modificaciones del diagrama de tensiones, responden a las diferencias de alargamiento de las libras longitudinales como resultado de una traslación de la pieza bajo la acción de cargas en cualquier dirección perpendicular al eje; es decir, hay una relación entre la variación de las tensiones normales y la magnitud de las traslaciones laterales. Así podemos expresar :

$$\sigma = \sigma_I + \sigma_{II} + \sigma_{III} + \sigma_{IV}$$

Es decir :

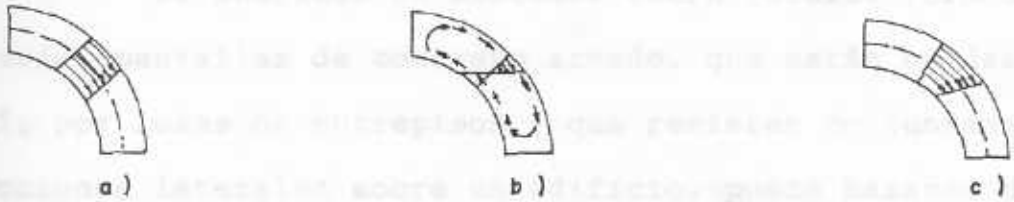
$$\sigma = \alpha . 1 + \beta . y + \gamma . x + \delta . \omega$$

Las constantes α, β ,γ y δ , se obtienen al establecer las ecuaciones generales de equilibrio :

$$\begin{bmatrix} A & Sx & Sy & S\omega \\ Sx & Ixx & Ixy & I\omega y \\ Sy & Ixy & Iyy & I\omega x \\ S\omega & I\omega y & I\omega x & I\omega\omega \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \alpha \\ \beta \\ \gamma \\ \delta \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} N \\ Mx \\ My \\ B\omega \end{bmatrix}$$

Por otra parte, se puede demostrar que la variación de las tensiones de corte a lo largo de las líneas centrales de las paredes es parabólica y que conviene, a los fines de tener un proceso sistemático de cálculo, fijar un sentido al flujo de corte (q) arbitrario, pero de acuerdo a ciertas recomendaciones.

En general, el flujo de corte (q) es constante en el plano perpendicular al plano que secciona al eje de la sección, las paredes internas y externas de la pared actúan como bordes de un canal, es por esta analogía con el flujo constante de un flúido incompresible a través de una canal cerrado, que se ha denominado a $q = \frac{VQ}{I}$ (Flujo de Corte), Fig. II.12.



DISTRIBUCION DE LAS TENSIONES CORTANTES EN ELEMENTOS DE PARED DELGADA.

a) EN LA TORSION UNIFORME
b) EN LA TORSION NO UNIFORME
c) EN LA TORSION MIXTA

FIGURA No. II. 12

El cálculo de los desplazamientos se fundamenta en la proporcionalidad entre las tensiones y las deformaciones, con lo cual se pueden derivar las siguientes expresiones:

$$\frac{d^2 Dx}{dz^2} = \gamma/E \qquad \text{(Traslación)}$$

$$\frac{d^2 Dy}{dz^2} = \beta/E \qquad \text{(Traslación)}$$

$$\frac{d^2 Dz}{dz_2} = \delta/E \qquad \text{(rotación)}$$

2.4.2 Aplicación de la teoría de Vlasov al Análisis de estructuras de pared delgada y sección transversal abierta.

El análisis de sistemas estructurales formados por varias pantallas de concreto armado, que están unidas entre sí, por losas de entrepisos y que resisten conjuntamente las acciones laterales sobre un edificio, puede basarse en las suposiciones que hace la Teoría de Vlasov. Con la formulación de la Ley de las Areas Sectoriales conjuntamente con el análisis matricial de estructuras por el método de los desplazamientos se dispone de una herramienta de análisis para este tipo de sistemas estructurales que parece ser una buena aproximación de su comportamiento real.

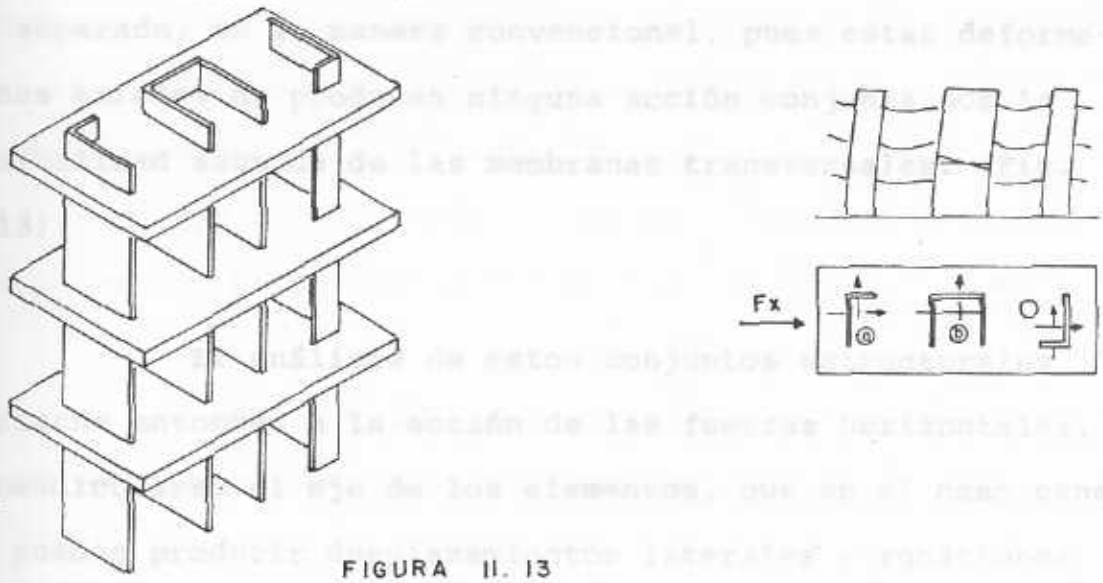


FIGURA II. 13

ANALISIS DE EDIFICIOS A BASE DE ELEMENTOS DE PARED DELGADA

Las hipótesis supuestas son las del diafragma infinitamente rígido en su plano e infinitamente flexible transversalmente, lo cual asegura, la indeformabilidad en su plano de la sección transversal de las pantallas. Las losas de entrepiso se tratarán por lo tanto, como diafragmas horizontales indesformables en su plano. Otra hipótesis es la de admitir que la torsión de los elementos verticales (pantallas) no es Uniforme, es decir, se desprecia la correspondiente rigidez a torsión de Saint-Venant. En los dinteles por ser de alma llena, se supone que solo existe torsión de Saint Venant.

La influencia de cargas verticales o de otras acciones, que producen acortamientos o alargamientos de las

pantallas, sin causar flexiones en ellas, puede ser tratada por separado, en la manera convencional, pues estas deformaciones axiales no producen ninguna acción conjunta por la flexibilidad asumida de las membranas transversales. (Fig. II.13)

El análisis de estos conjuntos estructurales concierne entonces a la acción de las fuerzas horizontales, perpendiculares al eje de los elementos, que en el caso general pueden producir desplazamientos laterales y rotaciones de las losas de piso, acompañados por flexión y torsión de los elementos componentes (pantallas).

El procedimiento de análisis consiste en escoger un sistema de coordenadas X,Y,Z, de la forma más conveniente, proceder a continuación a la determinación de las coordenadas del centro de gravedad y de los puntos característicos de cada muro, así como de las características geométricas (momentos de Inercia, características sectoriales, etc) de los elementos. Una vez calculado esto, se procede al análisis matricial de acuerdo a la distribución sísmica a la que se somete la estructura.

Dada la complejidad de tales operaciones, en especial para un edificio de niveles múltiples, es necesario recurrir al uso de computadoras electrónicas. En Venezuela

se han desarrollado, a partir del año 1969 programas de computadoras comerciales que permiten analizar los edificios a base de pantallas con este método. Actualmente se disponen de versiones más completas para el análisis de este tipo de edificios bajo el efecto de cargas sísmicas, que toman en consideración la participación de los dinteles.

Debido a que los programas de computadoras comerciales, generalmente analizan el edificio apantallado ante cargas horizontales exclusivamente, los resultados de tales programas se expresan en base a tensiones normales y de corte, solo por cargas horizontales. El análisis por carga vertical suele ser aproximado ya que solo produce un diagrama de tensiones normales uniformes sobre cada pantalla, y este se calcula suponiendo una determinada area tributaria sobre cada pantalla.

Para el diseño de las pantallas se dispone de esta manera de diagramas de tensiones normales y de corte sobre cada pantalla; de acuerdo al método de diseño empleado se puede pasar de estas tensiones a solicitaciones equivalentes P, M y V (Fig. II.14)

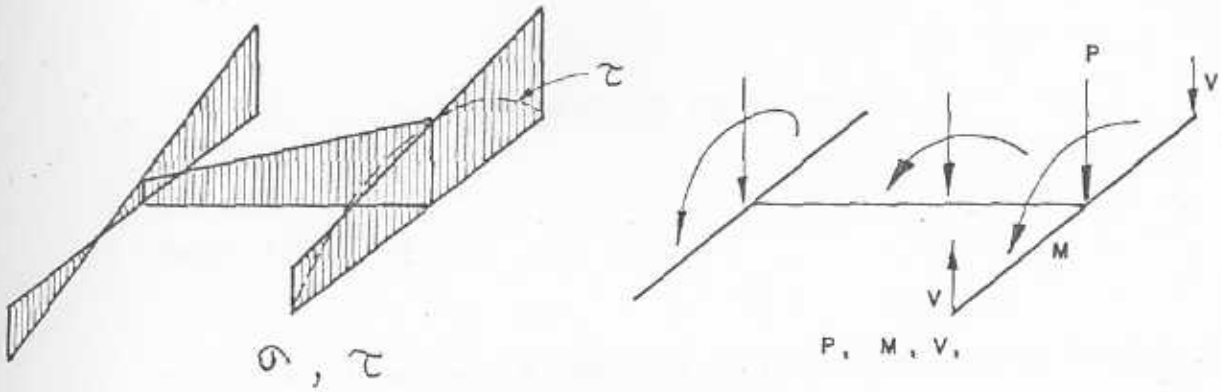


FIGURA II.14

Finalmente se puede concluir que este método de análisis por el hecho de estar basado en la Teoría de Vlasov, que describe satisfactoriamente el comportamiento de los elementos de pared delgada y sección transversal abierta, parece ser una buena aproximación para el análisis de edificios a base de tales elementos.

C A P I T U L O III

C A P I T U L O I I I

LOS METODOS DE DISEÑO

3.1 Generalidades

Las pantallas son elementos delgados de ancho y alto relativamente grandes. Son generalmente utilizadas en estructuras resistentes a las cargas de gravedad y cargas horizontales por viento o sismo.

Los métodos para el diseño de pantallas de concreto armado ante solicitaciones por cargas horizontales y verticales se pueden clasificar en dos grupos:

a) Métodos que consideran el análisis de las pantallas bajo un estado de tensiones biaxial.

b) Métodos que consideran el análisis de las pantallas bajo un estado de fuerzas.

Las cargas verticales que se consideran para el diseño de pantallas, son las cargas por gravedad que soporte la estructura a veces se les denomina acciones directas porque no hay factores ajenos a la estructura que inciden en esas cargas. Dichas cargas verticales se pueden clasificar asi:

a) Carga permanente -Peso propio

-Carga muerta

b) Sobrecarga -De uso

-Climáticas

-Del terreno

En edificios convencionales a base de pantallas, las -- cargas verticales a que están sometidas originan usualmente un diagrama de tensiones normales uniformes; como se verá -- más adelante este diagrama de tensiones es equivalente a una carga axial aplicada en el centro de gravedad de la pantalla.

Las cargas horizontales que se consideran son las co--- rrespondientes a sismo y viento. Ante el efecto de estas cargas la estructura se comporta como un elemento único de grandes dimensiones, simulando una viga en voladizo.

El sismo, cuando actúa tiende a volcar la estructura - originándose por lo tanto un momento de volcamiento y un corte basal que tiende a contrarrestar el efecto del sismo.

Los edificios apantallados sometidos a la acción de cargas horizontales y analizados mediante la teoría de Vlasov - presentan un diagrama de tensiones normales y cortantes, que como se verá mas adelante equivalen a una carga axial y a un

momento flector.

A continuación se exponen los diferentes métodos para el diseño de pantallas.

3.2 Método de diseño basado en tensiones biaxiales

Uno de los métodos para el diseño de pantallas de concreto armado ante solicitaciones por cargas horizontales y verticales, es aquel que considera el análisis de las pantallas bajo un estado de tensiones biaxiales.

En edificios convencionales a base de pantallas, tal como se explicó anteriormente, las cargas verticales originan usualmente un diagrama de tensiones normales uniformes, y ante la acción de cargas horizontales analizadas bajo la teoria de Vlasov, presentan un diagrama de tensiones normales y cortantes.

Si se considera conjuntamente la acción de las cargas horizontales y verticales sobre cada pantalla, se tiene el estado final de tensiones de forma trapezoidal.

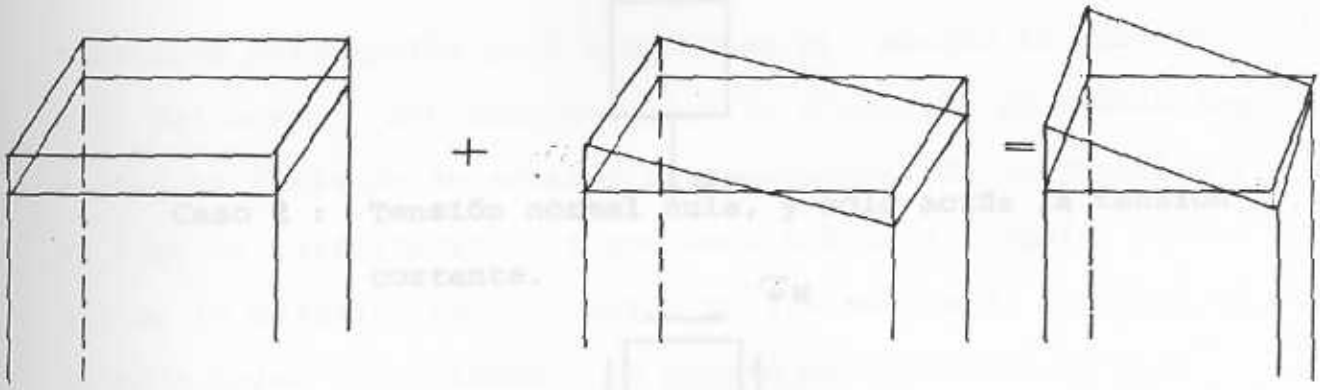


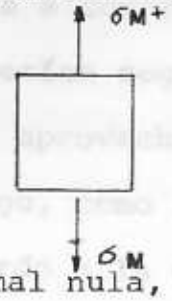
DIAGRAMA DE TENSIONES NORMALES
FIGURA No. III.I

Dado que las tensiones cortantes se originan fundamen-- talmente bajo la acción de las cargas horizontales, en elemen tos sometidos a flexotorsión, se tiene un estado de tensiones cortantes no lineal.

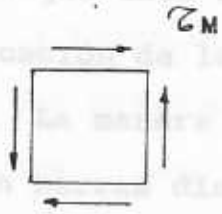
POR CARGA HORIZONTAL

Combinando los diagramas de tensiones normales y cortan tes se pueden presentar los siguientes casos críticos:

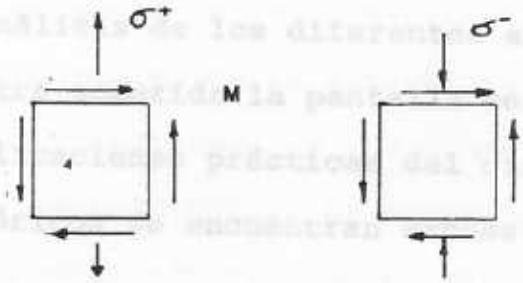
Caso 1 : Tensión normal máxima de tracción



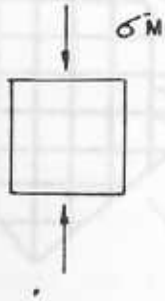
Caso 2 : Tensión normal nula, y sólo actúa la tensión cortante.



Caso 3 : Tensión cortante máxima; en ese punto actúa una determinada tensión normal, que puede ser de tracción o compresión, según como sea la - acción de las cargas horizontales.

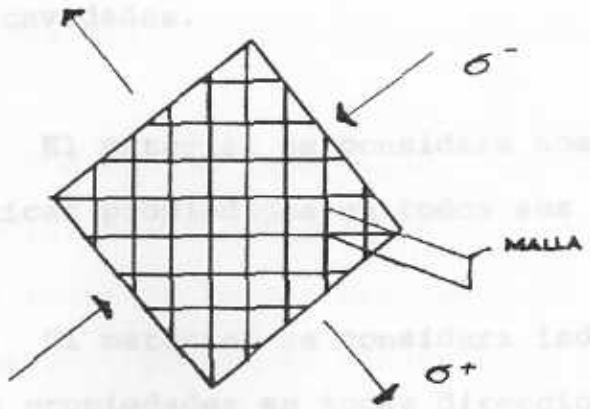


Caso 4 : Tensión normal máxima de compresión.



Un detalle importante a considerar es el hecho de que las barras de refuerzo deberían seguir la dirección de las tensiones principales para aprovechar al máximo la contribución del acero; sin embargo, como la dirección de dichas tensiones va variando de acuerdo a la geometría de la pantalla y al tipo de solicitaciones a que está sometida, resulta difícil en la práctica la colocación de las barras de refuerzo siguiendo tales direcciones. La manera más práctica es disponer una malla ortogonal con barras dispuestas en direcciones vertical y horizontal y dimensionarlas en manera tal que mutuamente resistan las tensiones oblícuas para cualquiera que sea la dirección de éllas.

Para el análisis de los diferentes estados de tensiones a que se encuentra sometida la pantalla se hará uso de las ecuaciones y aplicaciones prácticas del círculo de Mohr, cuyos aspectos teóricos se encuentran expuestos a continuación.



TENSIONES PRINCIPALES Y MALLA DE ACERO ORTOGONAL
FIGURA No. III_3

3.2.1 El Estado de tensión

Uno de los objetivos de la Teoría de la Elasticidad es el estudio del estado de tensión en un cuerpo linealmente elástico.

La teoría de la Elasticidad es una rama de la mecánica del medio contínuo que podemos calificar como "Mecánica de los sólidos deformables". Las hipótesis en que se basa el desarrollo de esta teoría son :

a) El medio puede suponerse contínuo. Esta hipótesis es fundamental por cuanto aceptamos que la materia es contínua desde un punto de vista macroscópico y no consideramos las discontinuidades de la estructura molecular desde el punto de vista microscópico. A los fines usuales de la ingeniería no tiene sentido hablar de estructura molecular y por lo tanto es aceptable admitir que el material no tiene fisuras, separaciones o cavidades.

b) El material se considera homogéneo, es decir que tiene idénticas propiedades en todos sus puntos.

c) El material se considera isótropo, o sea que tiene idénticas propiedades en todas direcciones.

d) El material tiene un comportamiento lineal-- mente elástico, es decir que si las fuerzas que producen cier ta deformación no exceden cierto límite, al dejar de ser apli cadas desaparece dicha deformación y el cuerpo recupera su - forma original.

e) Se admite la validez de la teoría de las de- formaciones pequeñas. Es así que en los problemas de estáti- ca puede idealizarse los cuerpos como rígidos a los efectos - de aplicar las ecuaciones del equilibrio puesto que se supone que los cambios de forma y dimensión son muy pequeños en com- paración con la geometría original.

3.2.2 El concepto de tensión

Consideremos un material o medio contínuo que - ocupa cierta región R del espacio delimitado por una superfi- cie S. Supongamos que se encuentra en equilibrio bajo un sis tema general de fuerzas externas que pueden ser de dos tipos :

a) Fuerzas de superficie. Son fuerzas distri-- buídas sobre ciertas áreas externas de los cuerpos. Usualmen te tales fuerzas resultan de las presiones de contacto ejerci das por otros cuerpos, presiones hidráulicas, etc.

b) Fuerzas de cuerpo o de masa. Son fuerzas distribuídas de manera contínua en todo el volumen. Pertenecen a este tipo las fuerzas gravitacionales, las fuerzas de inercia, etc.

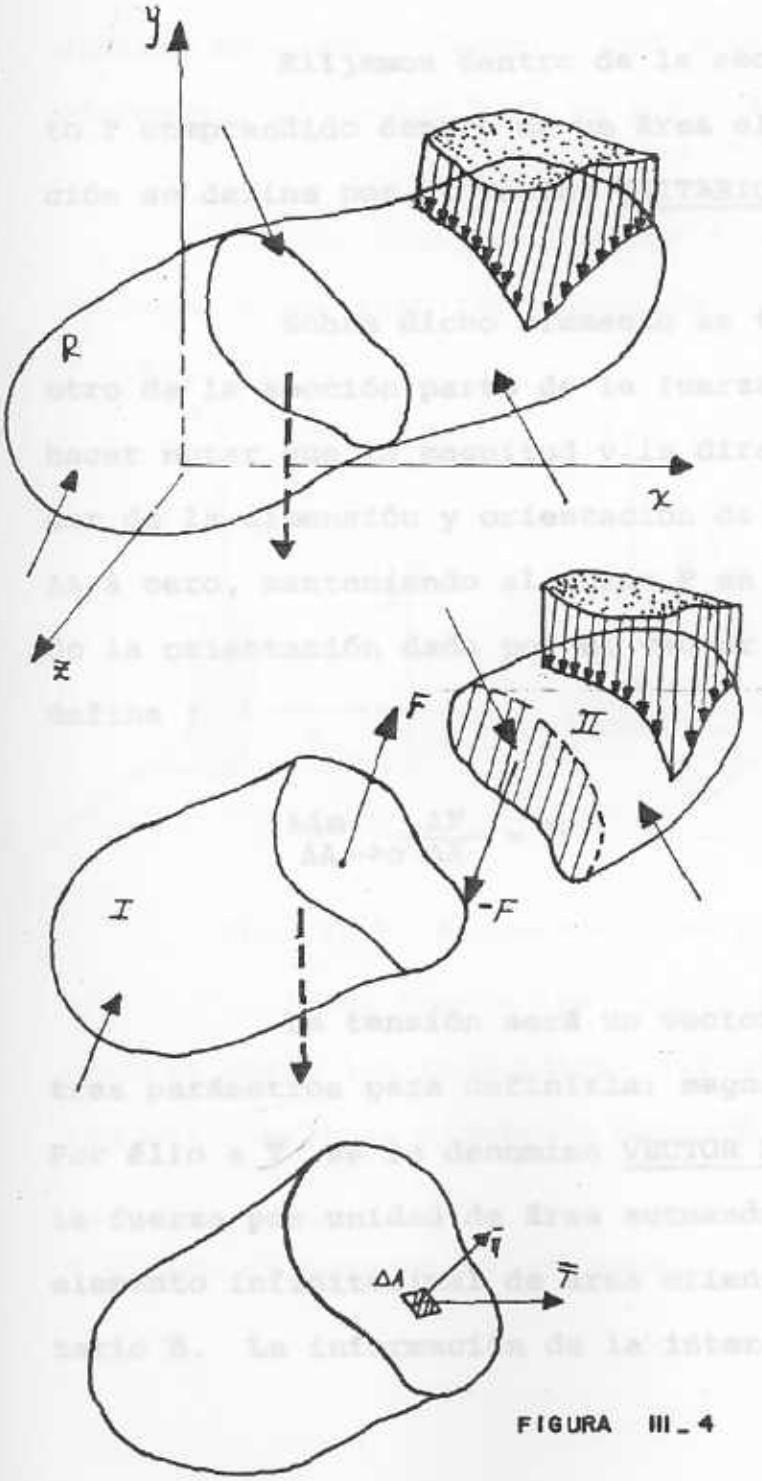


FIGURA III_4

El concepto de TENSION que explicaremos seguidamente, es la definición fundamental de la mecánica del medio contínuo y es la que nos permite describir o evaluar la interacción entre dos partes de un mismo cuerpo o material.

Sea una sección transversal (Fig. III-4) que separe al cuerpo en sus partes I y II. Ambas partes han de estar en equilibrio puesto que el cuerpo también lo está; para balancear las fuerzas

externas de cada parte deben desarrollarse ciertas fuerzas F en la superficie de separación y de acuerdo con la tercera - Ley de Newton, dichas fuerzas han de ser iguales y de sentido contrario para ambas partes.

Elijamos dentro de la sección transversal un punto P comprendido dentro de un área elemental ΔA cuya orientación se define por el vector UNITARIO NORMAL $\hat{n}$.

Sobre dicho elemento se transmite de un lado a - otro de la sección parte de la fuerza que será ΔF. Hay que hacer notar que la magnitud y la dirección de ΔF van a depender de la dimensión y orientación de ΔA. Si hacemos tender ΔA a cero, manteniendo al punto P en su interior y conservando la orientación dada por el vector unitario normal $\hat{n}$, se - define :

$$\lim_{\Delta A \to 0} \frac{\Delta F}{\Delta A} = \bar{T}$$

La tensión será un vector puesto que se necesitan tres parámetros para definirla: magnitud, dirección y sentido. Por éllo a $\bar{T}$ se le denomina VECTOR DE TENSIONES y representa la fuerza por unidad de área actuando en el punto P sobre un elemento infinitesimal de área orientada según el vector unitario $\hat{n}$. La información de la interacción en el punto P ex-

presada por el vector $\overline{T}$ es todavía limitada porque corresponde a un plano particular y en rigor, por el punto P se pueden trazar infinitos planos; es así que dispondremos de una pareja infinita de combinaciones $(\overline{T}, \hat{n})$*. Afortunadamente se puede demostrar que conocidos los vectores $\overline{T}$ en tres planos ortogonales es posible deducir, mediante leyes de transformación adecuadas, el vector $\overline{T}$ en un plano de cualquier orientación.

Entonces, si pasamos tres planos ortogonales por un punto P nos resultarán ciertos vectores de tensión $\overline{T}_x$, $\overline{T}_y$, $\overline{T}_z$ (Fig. III-5).

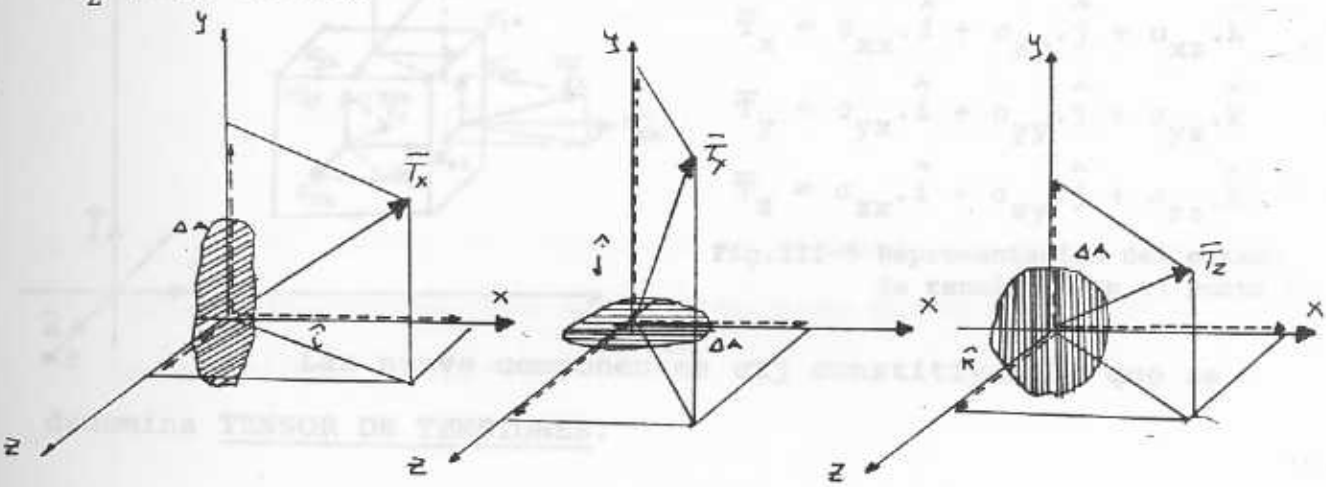


Fig. III-5 Representación de los vectores de tensión.

Cada uno de los vectores de tensión puede descomponerse según los tres planos definidos. Para esas componentes utilizamos la siguiente notación :

---

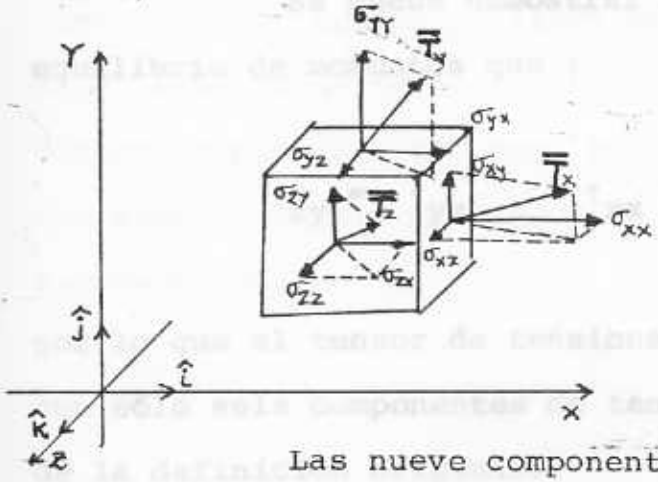
* estado de tensión en un punto.

σ_{ij}, en donde,

i = Plano donde actúa la componente y cuya normal es paralela a i.

j = Dirección en la cual actúa la componente.

Según dicha notación podemos representar el estado de tensión en el punto P con una figura simbólica. (Fig. III-6)



$$\overline{T}_x = \sigma_{xx}.\hat{i} + \sigma_{xy}.\hat{j} + \sigma_{xz}.\hat{k}$$

$$\overline{T}_y = \sigma_{yx}.\hat{i} + \sigma_{yy}.\hat{j} + \sigma_{yz}.\hat{k}$$

$$\overline{T}_z = \sigma_{zx}.\hat{i} + \sigma_{zy}.\hat{j} + \sigma_{zz}.\hat{k}$$

Fig.III-5 Representación del estado de tensiones en el punto P.

Las nueve componentes σij constitiyen lo que se denomina <u>TENSOR DE TENSIONES</u>.

$$\left[\sigma_{ij}\right] = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix}$$

Las componentes perpendiculares a los planos se denominan <u>TENSIONES NORMALES</u> o sea a σ_{xx}, σ_{yy} y σ_{zz}; frecuentemente se simplifica la notación como σ_x, σ_y y σ_z.

Las componentes tangenciales a los planos se denominan TENSIONES CORTANTES, o sea a σ_{xy}, σ_{xz}, σ_{yz}, σ_{zx} y σ_{zy}; la notación usual es con la letra τ :

$$\left[\sigma_{ij}\right] = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{bmatrix}$$

TENSOR DE TENSIONES

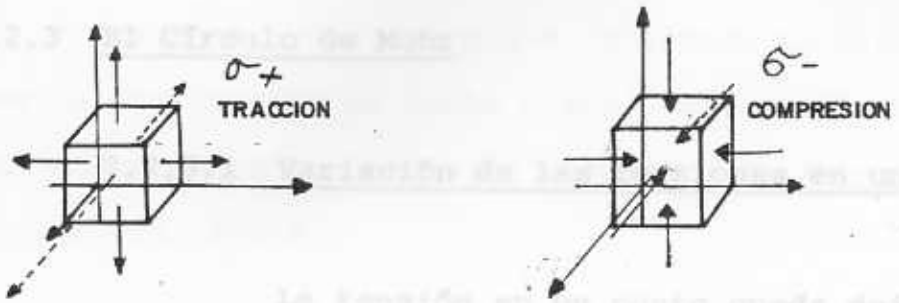
Se puede demostrar mediante las ecuaciones de equilibrio de momentos que :

$$\tau_{xy} = \tau_{yx} \qquad \tau_{xz} = \tau_{zx} \quad y \quad \tau_{yz} = \tau_{zy}$$

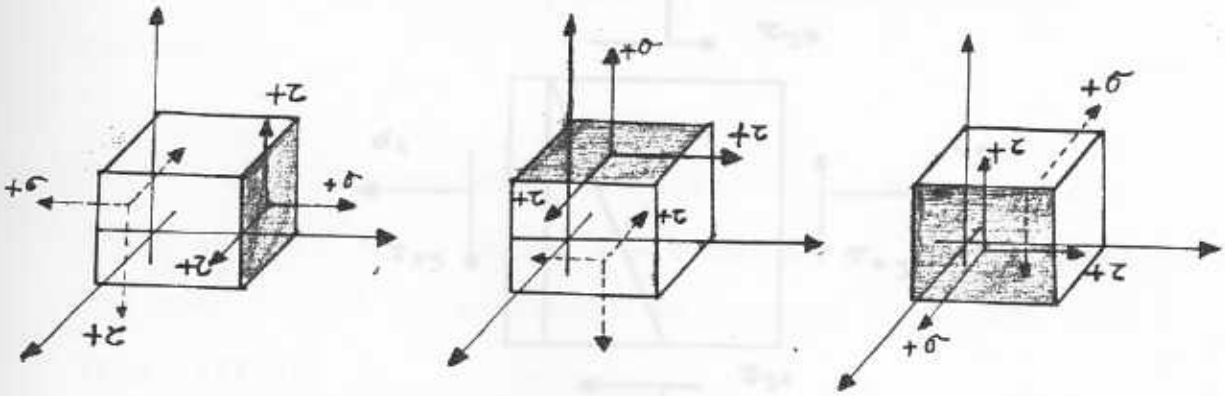
por lo que el tensor de tensiones es simétrico y se define con sólo seis componentes de tensión y no nueve como consta de la definición original.

La convención de signos usual para tensiones debe ser tal que sean coherentes los signos en un mismo punto del cuerpo. A continuación, las convenciones adoptadas :

a) Las tensiones normales de tracción se consideran positivas y las tensiones normales de compresión se consideran negativas.



b) Las tensiones cortantes serán consideradas como positivas en la misma dirección positiva de los ejes coordenados si una TENSION DE TRACCION actuando en esa cara tuviese la dirección positiva del eje correspondiente. Si dicha tensión de tracción tuviese una dirección opuesta a la dirección positiva del eje, se tomarán las tensiones cortantes como positivas en dirección opuesta a la de los ejes coordenados.



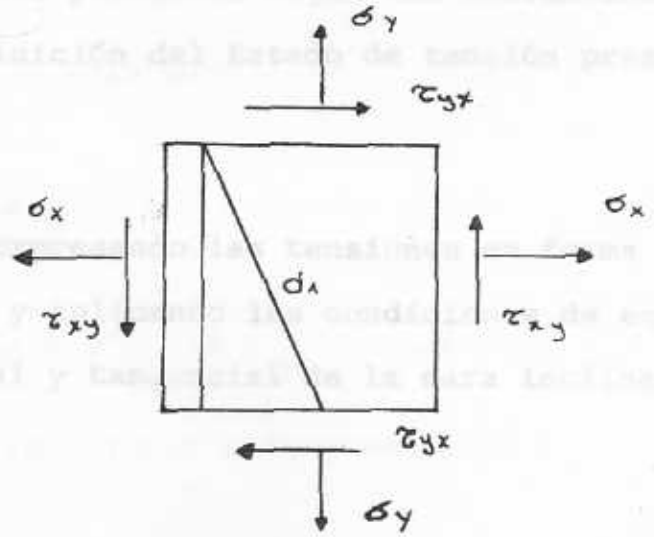
TENSIONES CORTANTES POSITIVAS

3.2.3 El Círculo de Mohr

3.2.3.1 Variación de las tensiones en un punto

La tensión en un punto queda definida por las tensiones que actúan sobre las caras del elemento que rodea a dicho punto. Como ya se dijo, las tensiones varían con la orientación de los planos que pasan por el punto, es decir, las tensiones en las caras del elemento varían cuando lo hace la posición angular de este elemento.

A continuación vamos a derivar las expresiones algebráicas que nos permitan conocer la tensión normal y la tensión cortante en un plano a una inclinación dada.



ESTADO DE TENSIONES INICIALES
FIGURA III. 7

Sea dA el área del plano inclinado y θ el ángulo que define la inclinación de dicho plano. Las tensiones - que actúan sobre él son σ_θ (tensión normal) y τ_θ (tensión - cortante) ver Fig. III-8.

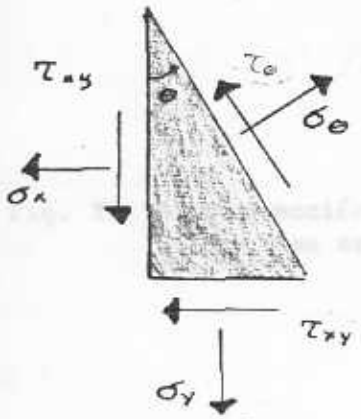


Fig. II-8 Tensiones actuantes en el plano inclinado.

Dicho elemento se encuentra en equilibrio bajo el estado de tensiones indicado. Las tensiones en el elemento se consideran positivas según las convenciones establecidas en la definición del Estado de tensión presentada anteriormente.

Expresando las tensiones en forma de fuerzas - (Fig. III-9), y aplicando las condiciones de equilibrio según los ejes normal y tangencial de la cara inclinada se tiene - (Fig. III-10)

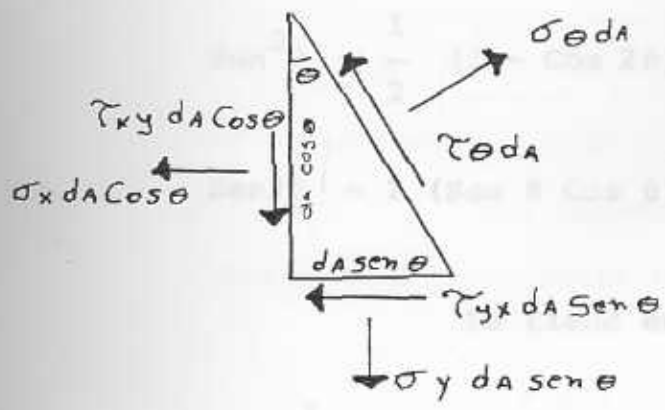


Fig. II-9 Fuerzas actuantes en la cara inclinada.

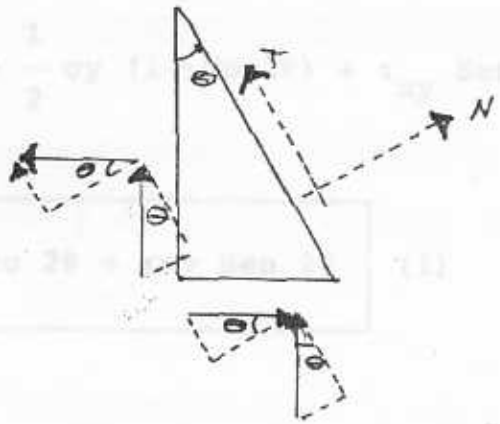


Fig. II-10 Proyección de las fuerzas según N y T

$$\Sigma Fn = o$$

$$\sigma\theta dA = \sigma x\ dA\ Cos^2\theta + \tau_{xy}\ dA\ Sen\theta\ Cos\theta + \sigma_y\ dA\ Sen^2\theta$$

$$+ \tau_{yx}\ dA\ Cos\theta\ Sen\theta$$

Si $\tau_{yx} = \tau_{xy}$

$$\sigma\theta\ dA = \sigma\ x\ dA\ Cos^2\theta + 2\ \tau_{xy}\ dA\ Sen\theta\ Cos\theta + \sigma\ y\ dA\ Sen^2\theta$$

Mediante las relaciones trigonométricas :

$$Cos^2\ \theta = \frac{1}{2}\ (\ 1 + Cos2\theta)$$

$$Sen^2\theta = \frac{1}{2}\ (1 - Cos\ 2\theta)$$

$$Sen2\theta = 2\ (Sen\ \theta\ Cos\ \theta)$$

Se tiene entonces que':

$$\sigma\theta = \frac{1}{2}\ \sigma\ x\ (1 + Cos\ 2\ \theta) + \frac{1}{2}\ \sigma y\ (1 - Cos2\theta) + \tau_{xy}\ Sen\ 2\ \theta$$

$$\boxed{\sigma\theta = \frac{\sigma x + \sigma y}{2} + \frac{\sigma x - \sigma y}{2}\ Cos\ 2\theta + \tau xy\ Sen\ 2\theta} \quad (1)$$

$$\Sigma\ FT = 0$$

$$\tau\theta dA = -\ \sigma\ x\ dA\ Cos\theta\ Sen\theta + \tau xy\ dA\ Cos^2\theta - \tau yx\ dA\ Sen^2\theta + \sigma\ y\ dA\ Sen\theta\ Cos\theta$$

Si $\tau yx = \tau xy$

Mediante las relaciones trigonométricas

$$Cos2\theta = Cos^2\theta - Sen^2\theta$$

$$Sen2\theta = 2\ Sen\theta\ Cos\theta$$

$$\tau\theta = \frac{1}{2}\ \sigma y\ Sen2\theta - \frac{1}{2}\ \sigma x\ Sen2\theta + \tau xy\ Cos2\theta$$

$$\boxed{\tau\theta = -\left(\frac{\sigma x - \sigma y}{2}\right) \text{Sen}2\theta + \tau xy \text{ Cos}2\theta} \quad (2)$$

Las expresiones 1 y 2 nos determinan las tensiones normal y cortante en el plano inclinado.

3.2.3.2 Planos y tensiones principales

De las expresiones anteriores podemos obtener las tensiones máximas y los planos en los cuales éllas ocurren.

Para la determinación de los planos de tensión normal máxima y mínima, se anula la primera derivada de la ecuación 1 respecto a θ.

$$\frac{d\sigma\theta}{d\theta} = -\left(\frac{\sigma x - \sigma y}{2}\right) 2 \text{ Sen}2\theta + 2 \tau xy \text{ Cos}2\theta = 0$$

$$\tau xy = \frac{\sigma x - \sigma y}{2} \quad \frac{\text{Sen}2\theta}{\text{Cos}2\theta}$$

$$\tau xy = \frac{\sigma x - \sigma y}{2} \text{ tg}2\theta$$

$$\boxed{\text{Tg}2\theta_1 = \frac{\tau xy}{\frac{\sigma x - \sigma y}{2}}} \quad (3)$$

La expresión 3 define los Planos de tensiones normales máximo y mínimo. Sabiendo que el ángulo θ_1 determina la inclinación del plano donde actúan las tensiones normales, y sabiendo que la tangente tiene el mismo valor para dos ángulos que difieren 180° se tiene que los planos donde ocurren las tensiones normales máximas y mínimos se definen mediante :

$$\left.\begin{aligned} 2\theta'_1 &= 2\theta_1 \\ 2\theta''_1 &= 2\theta_1 + 180° \end{aligned}\right\} \qquad \begin{aligned} \theta'_1 &= \theta_1 \\ \theta''_1 &= \theta_1 + 90° \end{aligned}$$

De lo anterior se deduce que dichos planos de tensión difieren en 90° y que por lo tanto son perpendiculares entre sí.

Para saber en que plano actúa el $\sigma\theta$ max y el $\sigma\theta$min es necesario sustituir $2\theta_1$ y $2\theta_1 + 180°$ en la expresión 1.

Para obtener las tensiones normales principales partimos de la expresión 3 :

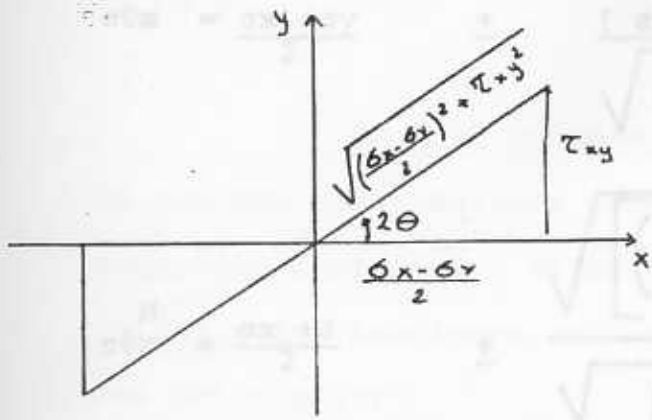


Fig. III-11 Definiciones trigonométricas para planos de tensiones principales.

$$\text{Sen}2\theta = \pm \frac{\tau xy}{\sqrt{\left(\frac{\sigma x - \sigma y}{2}\right)^2 + \tau xy^2}}$$

$$\text{Cos}2\theta = \pm \frac{(\sigma x - \sigma y)/2}{\sqrt{\left(\frac{\sigma x - \sigma y}{2}\right)^2 + \tau xy^2}}$$

Sustituyendo estas 2 expresiones de Sen2θ y Cos2θ en la expresión (σ'θ) tenemos:

$$\sigma\theta \; \frac{M}{m} = \frac{\sigma x + \sigma y}{2} \pm \left(\frac{\sigma x - \sigma y}{2}\right)^2 \frac{1}{\sqrt{\left(\frac{\sigma x - \sigma y}{2}\right)^2 + \tau xy^2}} \pm \frac{\tau xy^2}{\sqrt{\left(\frac{\sigma x - \sigma y}{2}\right)^2 + \tau xy^2}}$$

$$\sigma\theta m^{M} = \frac{\sigma x + \sigma y}{2} \pm \frac{(\sigma x - \sigma y/2)^2 \pm \tau xy^2}{\sqrt{\left(\frac{\sigma x - \sigma y}{2}\right)^2 + \tau xy^2}}$$

$$\sigma\theta m^{M} = \frac{\sigma x + \sigma}{2} \pm \frac{\sqrt{\left[\left(\frac{\sigma x - \sigma y}{2}\right)^2 + \tau xy^2\right]^2}}{\sqrt{\left(\frac{\sigma x - \sigma y}{2}\right)^2 + \tau xy^2}}$$

$$\boxed{\sigma\theta m^{M} = \frac{\sigma x + \sigma y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma x - \sigma x}{2}\right)^2 + \tau xy^2}} \quad (4)$$

La ecuación 4 nos determina las tensiones normales máx. y mín.

Si sustituímos las expresiones anteriores de Sen2θ y Cos2θ en la ecuación 2 (τθ) tenemos :

$$\tau\theta = -\left[\frac{\sigma x - \sigma y}{2}\right] \cdot \left[\pm \frac{\tau xy}{\sqrt{\left(\frac{\sigma x - \sigma y}{2}\right)^2 + \tau xy^2}}\right] +$$

$$\tau xy \left[\pm \frac{(\sigma x - \sigma y)/2}{\sqrt{\left(\frac{\sigma x - \sigma y}{2}\right)^2 + \tau xy^2}}\right]$$

$\tau\theta = 0$

De aquí podemos concluir que en los planos donde ocurren las tensiones normales máximas y mínimas no hay tensiones cortantes. Estos planos se llaman "planos principales" y las tensiones actuantes en éllas se llaman "tensiones principales".

En general, en cualquier punto sometido a tensiones existen 3 planos ortogonales en los cuales las tensiones tangenciales son nulas, las tensiones normales que actúan sobre estos 3 planos son :

$\sigma i = \sigma M$ tensión principal mayor

$\sigma_3 = \sigma m$ tensión principal menor

$\sigma_2 = \sigma$ medio = tensión principal media

La tensión principal intermedia si bien tiene cierta influencia en el estado de tensión del elemento, para estado biaxial no se considera y es conveniente trabajar en función de σ_1 y σ_3.

Para la determinación de los planos de tensión cortante máxima y mínima se anula la primera derivada de la ecuación 2 respecto a θ :

$$\frac{d\tau\theta}{d\theta} = -(\sigma x - \sigma y) \quad \text{Cos } 2\theta - 2\ \tau xy \ \text{Sen}2\theta = 0$$

$$-(\sigma x - \sigma y) = 2\tau xy \frac{\text{Sen}2\theta}{\text{Cos}2\theta}$$

$$-(\sigma x - \sigma y) = 2\tau xy \ \text{tg}2\theta$$

$$\boxed{\text{tg}2\theta_2 = -\frac{(\sigma x - \sigma y)}{2\,\tau_{xy}}} \qquad (5)$$

La ecuación 5 define los planos de tensiones cortante máxima y mínima. Sabiendo que el ángulo θ_2 determina la inclinación del plano donde actúan las tensiones cortantes y sabiendo que la tangente tiene el mismo valor para dos ángulos que difieren en 180° se tiene que los planos donde ocurren las tensiones cortantes máxima y mínima se definen :

$$\left.\begin{aligned} 2\theta'_2 &= 2\theta_2 \\ 2\theta''_2 &= 2\theta_2 + 180° \end{aligned}\right\} \qquad \begin{aligned} \theta'_2 &= \theta_2 \\ \theta''_2 &= \theta_2 + 90° \end{aligned}$$

Comparando la ecuación 5 con la ecuación 3 tenemos que uno es el inverso de la otra con signo contrario.

$$\text{tg } 2\theta_2 = -\frac{1}{\text{tg}2\theta_1} = -\ \text{ctg } 2\theta_1$$

Sabiendo que por trigonometría tenemos que

$$tg\,(90° + \alpha) = -\,ctg\alpha$$

$$\left.\begin{array}{l} 90° + \alpha = 2\theta_2 \\ \\ \alpha = 2\theta_1 \end{array}\right\} \quad 90° + 2\theta_1 = 2\theta_2$$

$$\boxed{\theta_2 = 45° + \theta_1}$$

De esto se concluye que los ángulos θ_2 y θ_1 difieren en 45°, por lo que los planos de tensión cortante máxima están localizados a 45° de los planos principales.

Para saber el sentido exacto de las tensiones cortantes máximas hay que sustituir $2\theta_2$ y $2\theta_2 + 180°$ en la ecuación 2 (τ θ).

Para obtener las tensiones cortantes máximas partimos de la ecuación 5 :

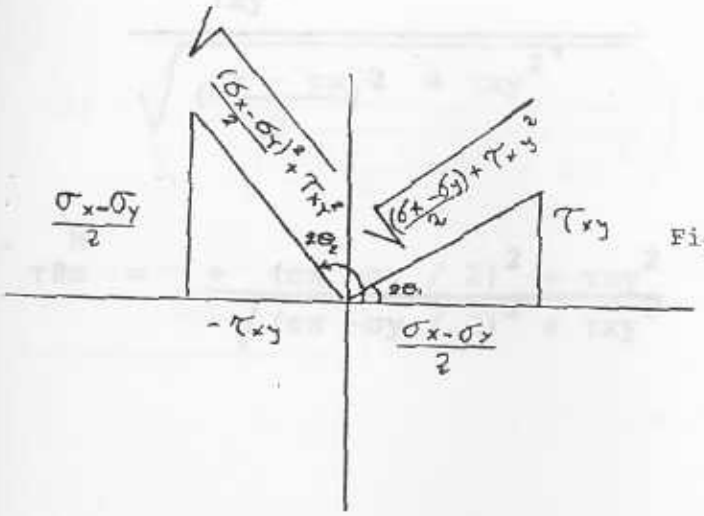


Fig. III-12 Definiciones trigonométricas para planos de tensión cortante máxima.

Sabiendo que por relaciones trigonométricas

$\text{Sen}\ (90 + \alpha) = \text{Cos}\alpha$

$\text{Cos}\ (90 + \alpha) = -\text{Sen}\alpha$

Se nos cumple que :

$$\text{Sen}\ 2\theta_2 = \pm \frac{\sigma x - \sigma y/2}{\sqrt{\left(\frac{\sigma x - \sigma y}{2}\right)^2 + \tau xy^2}}$$

$$\text{Cos}2\theta_2 = \pm \frac{\tau xy}{\sqrt{\left(\frac{\sigma x - \sigma y}{2}\right)^2 + \tau xy^2}}$$

Sustituyendo estas 2 expresiones de Sen2θ y Cos2θ en la ecuación 2 (τθ) :

$$\overset{M}{\tau\theta m} = -\left(\frac{\sigma x - \sigma y}{2}\right)\left(\frac{\pm\ \sigma x - \sigma y\ /2}{\sqrt{\left(\frac{\sigma x - \sigma}{2}\right)^2 + \tau xy^2}}\right) \pm \frac{\tau xy^2}{\sqrt{\left(\frac{\sigma x - \sigma x}{2}\right)^2 + \tau xy^2}}$$

$$\overset{M}{\tau\theta m} = \frac{+\ (\sigma x - \sigma y\ /\ 2)^2 + \tau xy^2}{\sqrt{(\sigma x - \sigma y\ /\ 2)^2 + \tau xy^2}}$$

$$\tau\theta m^{M} = \pm \frac{\sqrt{(\sigma x - \sigma y /2)^2 \ \tau xy^2)^2}}{\sqrt{(\sigma x - \sigma y /2)^2 \ \tau xy^2}}$$

$$\boxed{\tau\theta m^{M} = \pm \sqrt{(\frac{\sigma x - \sigma x}{2})^2 + \tau xy^2}} \qquad (6)$$

De esta ecuación 6 que nos determina la tensión cortante máxima y mínima se observa que dichas tensiones sólo difieren en signo y que sólo hay una máxima tensión cortante.

Si sustituímos las expresiones anteriores de Sen2θ y Cos2θ en la ecuación 1 (σθ) tenemos :

$$\sigma\theta = \frac{\sigma x + \sigma y}{2} + \frac{\sigma x - \sigma y}{2} \left(\pm \frac{\tau xy}{\sqrt{(\frac{\sigma x - \sigma y}{2})^2 + \tau xy^2}} + \right.$$

$$\tau xy \left(\pm \frac{\sigma x - \sigma y /2}{\sqrt{(\frac{\sigma x - \sigma y}{2})^2 + \tau xy^2}} \right)$$

$$\boxed{\sigma\theta = \frac{\sigma x + \sigma y}{2}} \qquad (7)$$

La ecuación 7 nos indica que para el estado de tensiones cortantes máximas si hay tensiones normales.

3.2.3.3 Representación gráfica de Mohr

Las ecuaciones (1) y (2) deducidas anteriormente se pueden utilizar en cualquier caso de un estado de tensiones biaxial; sin embargo, existe una representación gráfica de estas ecuaciones ideada por Otto Mohr en el año 1882, que facilita la interpretación de dichas ecuaciones. En esta representación se utiliza un círculo, por lo que se le ha denominado Círculo de Mohr. Realizando el dibujo a escala, se pueden obtener los resultados en forma gráfica, aunque en general, sólo se suele utilizar como esquema y los resultados se obtienen analíticamente.

Estudiemos detenidamente las ecuaciones obtenidas para la transformación de las tensiones planas:

$$\sigma\theta = \frac{\sigma x + \sigma y}{2} + \frac{\sigma x - \sigma y}{2} \text{ Cos } 2\theta + \tau xy \text{ Sen } 2\theta$$

$$\tau\theta = - \frac{(\sigma x - \sigma y)}{2} \text{ Sen}2\theta + \tau xy \text{ Cos}2\theta$$

Haciendo un arreglo diferente:

$$\sigma\theta - \frac{\sigma x + \sigma y}{2} = \frac{\sigma x - \sigma y}{2} \text{ Cos}2\theta + \tau yx \text{ Sen}2\theta$$

$$\tau\theta = \frac{(\sigma x - \sigma y)}{2} \text{ Sen}2\theta + \tau xy \text{ Cos}2\theta$$

Elevando al cuadrado ambos miembros de cada ecuación resulta :

$$\left[\sigma\theta - \frac{\sigma x + \sigma y}{2}\right]^2 = \left(\frac{\sigma x - \sigma y}{2}\right)^2 \text{Cos}^2 2\theta + \tau xy^2 \text{ Sen}^2 2\theta$$

$$+ (\sigma x - \sigma y) \ \tau xy \text{ Cos}2\theta \text{Sen}2\theta$$

$$\tau^2\theta = \frac{(\sigma x - \sigma y)}{2}^2 \text{ Sen}^2 2\theta + \tau xy^2 \text{ Cos}^2 2\theta - (\sigma x - \sigma y)\tau xy \text{ sen}2\theta \text{Cos}2\theta$$

Sumando y simplificando

$$\boxed{\left[\sigma\theta - \frac{\sigma x + \sigma y}{2}\right]^2 + \tau\theta^2 = \left(\frac{\sigma x - \sigma y}{2}\right)^2 + \tau xy^2} \qquad (8)$$

Recordando que σx, σy y τxy son constantes conocidas que definen el estado plano de tensión, mientras que $\sigma\theta$ y $\tau\theta$ son variables. Entonces $\frac{\sigma x + \sigma y}{2}$ es una constante C, y el segundo miembro de la ecuación (8) es otra constante R^2. Con estas sustituciones, la ecuación se trans-

forma en :

$$\boxed{(\sigma\theta - c)^2 + \tau\theta^2 = R^2} \quad (9)$$

Donde:

$$c = \frac{\sigma x + \sigma y}{2}$$

$$R = \sqrt{\left(\frac{\sigma x - \sigma y}{2}\right)^2 + \tau xy^2}$$

Comparando esta ecuación con la ecuación paramétrica de una circunferencia, se observa que tenemos una ecuación del tipo $(x - h)^2 + y^2 = r^2$ que es el caso de una circunferencia con centro en el eje x y radio r.

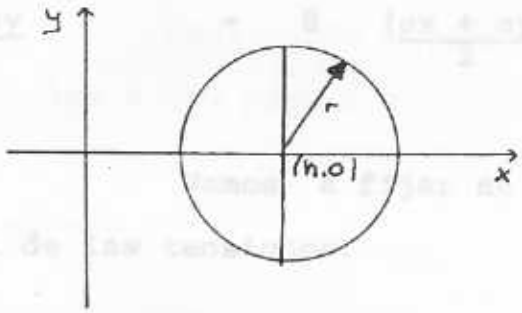


Fig. III-13 Ecuación de una circunferencia

Entonces podemos decir que las ecuaciones de transformación de tensiones planas las hemos transformado en una sola que a la vez representa la ecuación de un círculo, o sea el círculo de Mohr.

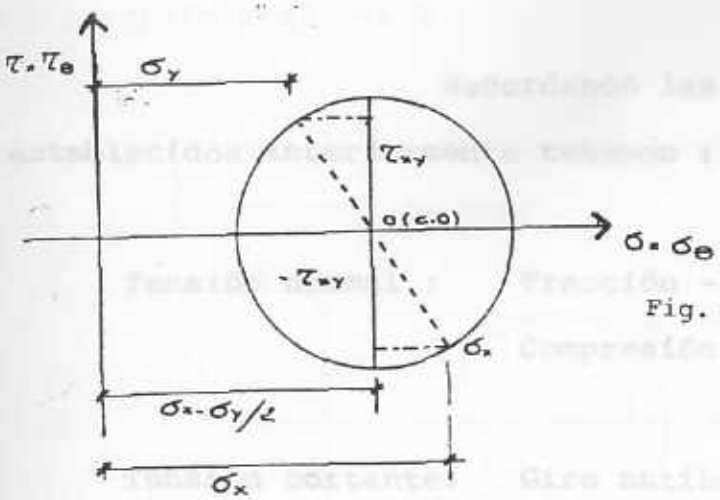


Fig. III-14 El circulo de Mohr.

- - - - - un estado cualquiera de tensiones.

-.-.-.-.- $\frac{\sigma x - \sigma y}{2}$

$$R = \sqrt{\left(\frac{\sigma x - \sigma y}{2}\right)^2 + \tau xy^2}$$

$$c = \frac{\sigma x + \sigma y}{2} \rightarrow 0 \quad \left(\frac{\sigma x + \sigma y}{2} ; 0\right)$$

Vamos a fijar en el círculo la situación original de las tensiones.

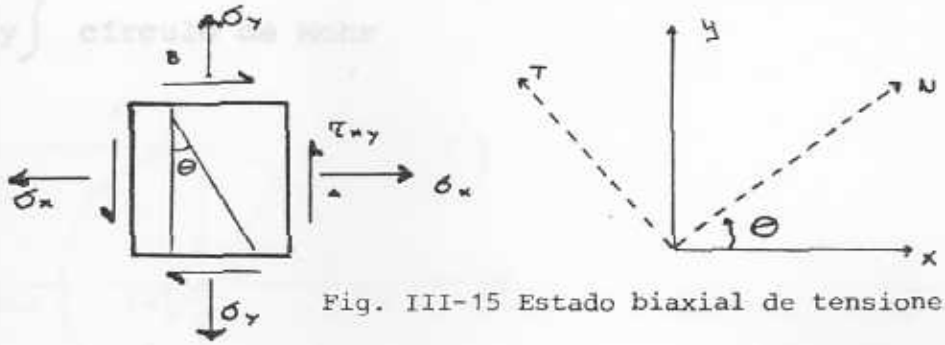


Fig. III-15 Estado biaxial de tensiones.

Recordando las convenciones de signos establecidos anteriormente tenemos :

Tensión normal : Tracción - positiva

Compresión-negativa

Tensión cortante: Giro antihorario - positivo

Giro horario - negativo

Al considerar el ángulo θ que es el que define la inclinación del plano en el que se buscan las tensiones $\sigma\theta$ y $\tau\theta$, tenemos que es positivo en sentido antihorario - cuando se analiza el elemento, y es positivo en sentido horario cuando se analiza el círculo.

Analizando el estado de tensiones en - las caras paralelas a los ejes x e y, tenemos :

Cara paralela al eje y

$$\left.\begin{array}{l}\sigma = \sigma x \\ \tau = \tau xy\end{array}\right\}$$ estas dos tensiones determinan el punto A en el círculo de Mohr

Cara paralela al eje x

$\sigma = \sigma y$
$\tau = -\tau xy$ } estas dos tensiones determinan el punto B en el Círculo de Mohr.

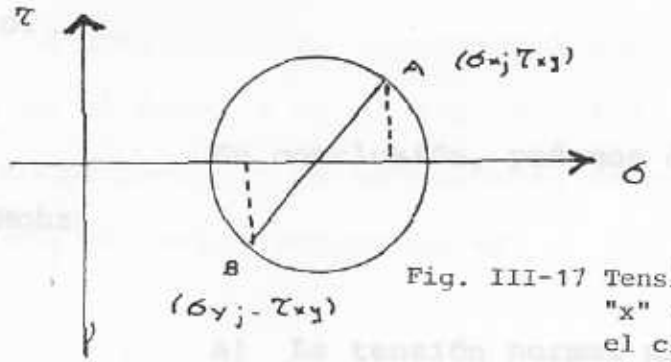


Fig. III-17 Tensiones en la cara "x" e "y" que definen el circulo de Mohr.

Al observar el elemento que define el estado de tensiones y el círculo de Mohr se tiene que las caras x e y estan a 90° en el elemento, y los puntos A y B están a 180° en el círculo; de lo cual se deduce que los ángulos que mide el círculo de Mohr son dobles; esto es lógico ya que las ecuaciones originales de $\sigma\theta$ y $\tau\theta$ están en función del ángulo 2θ

Se puede observar que el círculo cumple con todas las expresiones deducidas anteriormente.

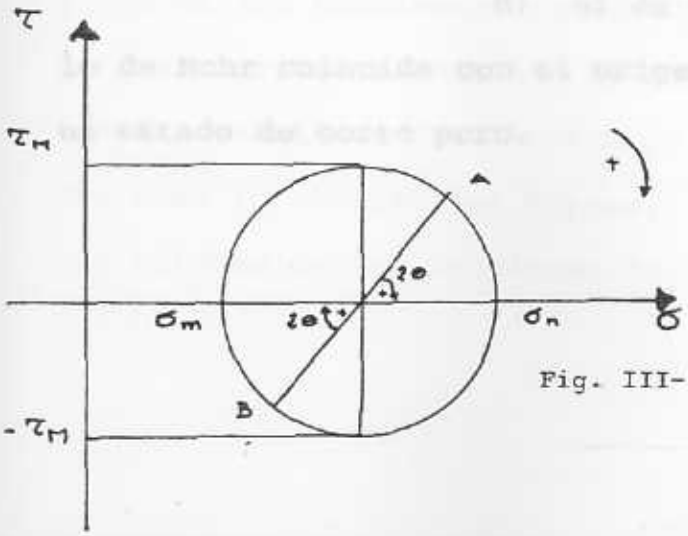


Fig. III-18 Giros positivos en el circulo de Mohr.

a) En σ_M y σm no hay tensiones cortantes (τ)

b) τ_M está separado 90° de σ_M, lo que representa 45° en el elemento.

En conclusión, podemos detallar en el círculo de Mohr:

a) La tensión normal máxima $\sigma M = \sigma_1$ y la tensión normal mínima $\sigma m = \sigma_3$. No existen tensiones cortantes asociadas a esas tensiones principales.

b) La tensión cortante máxima τ_M es numéricamente igual al radio del círculo, o sea $\sigma_1 - \sigma_3 /2$ y en cada plano de la máxima tensión cortante actúa una tensión normal $\sigma x + \sigma y /2$.

c) Si $\sigma_3 = \sigma_1$ el círculo de Mohr degenera en un punto y no se desarrollan tensiones cortantes.

d) Si $\sigma x + \sigma y = 0$, el centro del círculo de Mohr coincide con el origen del sistema $\sigma - \tau$, y existe un estado de corte puro.

3.2.4 Análisis de Pantallas sometidas a un estado biaxial de tensiones.

A continuación, expondremos con detalle el método expuesto en el Anexo 5 de la Referencia 1, en donde se analiza el comportamiento de estructuras de concreto armado bajo la acción de cargas horizontales.

3.2.4.1 Exposición teórica del método.

Como base para el diseño de las pantallas, hay que considerar la influencia conjunta de ambas tensiones: la tensión normal σ, y la tensión cortante τ. Estos dos tipos de tensión que son resultado de la acción conjunta de cargas verticales y horizontales pueden ser equilibradas internamente en el material heterogéneo concreto armado por la resistencia a la compresión del concreto y por la resistencia a la tracción de un sistema ortogonal de armaduras.

Como estudiamos anteriormente, los valores de las tensiones normales y tangenciales debidas a las fuerzas horizontales sobre el edificio hay que superponerlos con las tensiones resultantes de las cargas verticales, según como lo indican las Normas; de esta manera, resultan los valores de las tensiones de diseño.

$\sigma = 0.75\ (\sigma cv + \sigma ch)$

$\tau = 0.75\ (\tau ch)$ (Usualmente τcv no existe o es despreciable).

Según las especificaciones de las Normas usuales, las tensiones admisibles del concreto para pantallas sometidas a tensiones de compresión son :

$$f^{com}_{ADM} = \emptyset\ f^{col}_{ADM}$$

Donde:

$$f^{col}_{ADM} = 0{,}45\ F'c$$

y $\emptyset$ es un factor de reducción de capacidad resistente cuyo valor depende de la forma de armado de la pantalla.

y para pantallas sometidas a tensiones de tracción, tenemos que

$$f^{trac}_{ADM} = 0{,}10\ F'c$$

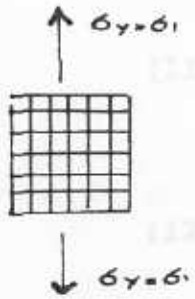
Para la armadura, las Normas especifican que la tensión admisible es

$$fs = \emptyset\ Fy$$

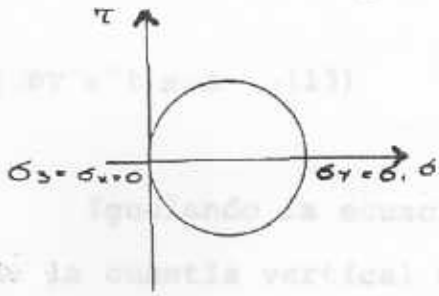
Donde Ø=0.5 generalmente.

Para el análisis de los diferentes estados de tensiones a que se encuentra sometida la pantalla, las cuales fueron expuestas anteriormente, se supondrá homogéneo el material de la pantalla, así como también se supondrá que la totalidad de la tracción es resistida por las armaduras.

Caso 1 - Tensión normal máxima de tracción vertical.



Según la representación gráfica del círculo de Mohr.



Siendo principal la tensión σ_1, su componente tangencial no existe. En este caso, debido a que la

tensión normal es vertical, coincide con la dirección vertical de la armadura ortogonal, por lo que la resultante de las tracciones de las barras que atraviesan la cara en la cual actúa dicha tensión. σ_1 es vertical y se llama Tv^1.

$$Tv^1 = \sigma_1 \times t \times a \qquad (10)$$

Si ρ_v nos determina la cuantía de la armadura vertical y además la tracción debe ser resistida por dicha armadura se tiene que:

$$\rho v = \frac{Asv}{t x a} \qquad (11)$$

$$fsv = \frac{Tv^1}{Asv} \qquad (12)$$

Despejando Asv de la ecuación (11), sustituyéndola en la (18) y despejando Tv^1 se tiene

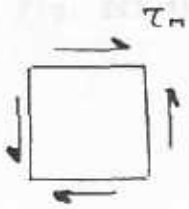
$$Tv^1 = fsv \times \rho v \times t \times a \qquad (13)$$

Igualando la ecuación (10) y (13) se obtiene el valor de la cuantía vertical de la armadura en función de σ_1

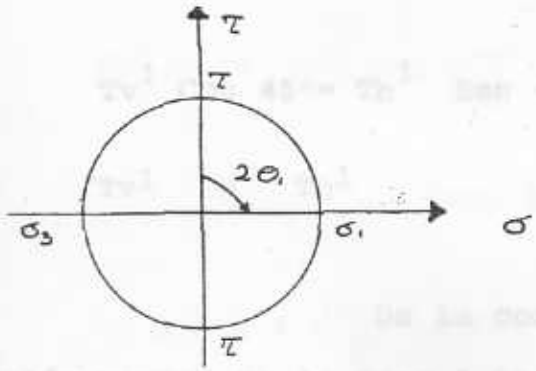
$$\boxed{\rho v = \frac{\sigma_1}{fsv} = \frac{\sigma y}{fsv}} \qquad (14)$$

El concreto no soporta ningún tipo de tracción, ya que en este caso la armadura está dispuesta en la misma dirección que la tracción y por lo tanto lo absorbe totalmente.

Caso 2 - Tensión normal nula, y se considera que la tensión cortante en ese punto es aproximadamente - la tensión cortante máxima.



Según la representación gráfica del círculo de Mohr.



Observando el círculo se tiene :

$\sigma_1 = - \sigma_3 = \tau_M$ = radio

$2\theta_1 = 90°$

$\theta_1 = 45°$

También se puede deducir que los planos de tensión principal se encuentran formando un ángulo - de 45° con los planos de tensión cortante pura.

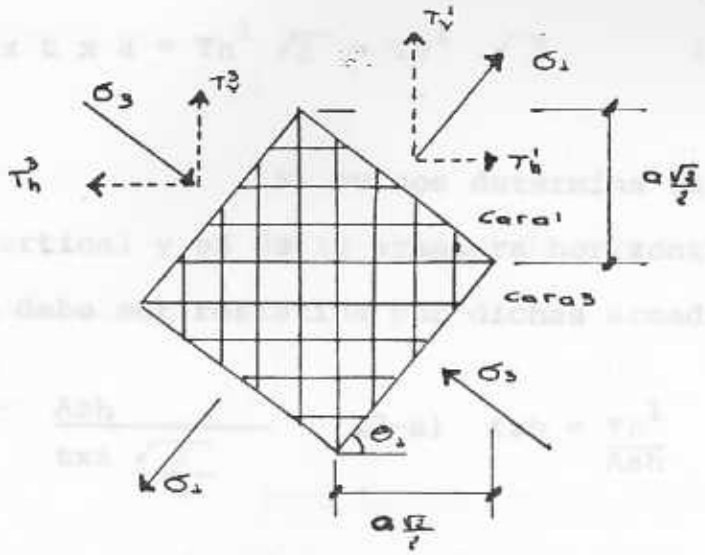


Fig. III-19 Tensiones principales y malla de acero ortogonal.

Como las tensiones normales actuantes son las principales, no existen tensiones cortantes; por lo cual si se establece la condición de equilibrio según la dirección tangencial en la cara 1 se tiene

$$Tv^1 \text{ Cos } 45° = Th^1 \text{ Sen } 45°$$

$$Tv^1 = Th^1 \qquad (15)$$

De la condición de equilibrio en la dirección normal en la cara 1 se tiene:

$$\sigma_1 \times t \times a = Tv^1 \text{ Sen } 45° + Th^1 \text{ Cos } 45°$$

$$\sigma_1 \times t \times a = Th^1 \text{ Sen } 45° + Th^1 \text{ Cos } 45°$$

$$\sigma_1 \times t \times a = Th^1 \sqrt{2} = Tv^1 \sqrt{2} \qquad (16)$$

Si ρv nos determina la cuantía de la armadura vertical y ρH de la armadura horizontal y además la tracción debe ser resistida por dichas armaduras se tiene:

$$\rho_h = \frac{Ash}{t x a \frac{\sqrt{2}}{2}} \quad (17\text{-a}) \qquad fsh = \frac{Th^1}{Ash} \quad (18.a)$$

$$\rho v = \frac{Asv}{t x a \frac{\sqrt{2}}{2}} \quad (17\text{-b}) \qquad fsv = \frac{Tv^1}{Asv} \quad (18\text{-b})$$

Combinando las ecuaciones anteriores:

$$Th^1 = \rho_h \times t \times a \frac{\sqrt{2}}{2} \times fsh \qquad (19\text{-a})$$

$$Tv^1 = \rho v \times t \times a \frac{\sqrt{2}}{2} \times fsv \qquad (19\text{-b})$$

Como $Tv^1 = Th^1$ (ecuación 15)y fsh =fsv

$$\rho h \times \cancel{t} \times \cancel{a} \frac{\sqrt{2}}{\cancel{2}} \times f\cancel{s}h = \rho v \times \cancel{t} \times \cancel{a} \frac{\sqrt{2}}{\cancel{2}} \times fsv$$

$$\rho h = \rho v = \rho \qquad (20)$$

Sustituyendo ahora las ecuaciones 19-a y 19-b en la ecuación 16 nos queda :

$$\rho h = \rho v = \rho = \frac{\sigma_1}{fs} = \frac{\sigma_3}{fs} \qquad (20)$$

Sabiendo que $\sigma_1 = - \sigma_3 = \tau$ resulta

$$\boxed{\rho h = \rho v = \rho = \frac{\tau}{fs}} \qquad (21)$$

Para la cara 3 del elemento que está sometida a la acción de la tensión principal normal σ_3 de - compresión aparecen las fuerzas Tv^3 y Th^3 resultantes de la tracción en las armaduras verticales y horizontales de dicha cara; si se relacionan estas fuerzas con las cuantías de la armadura horizontal y vertical se tiene:

$$Th^3 = \rho h \times t \times a \frac{\sqrt{2}}{2} \times fsh \qquad (22\ a)$$

$$Tv^3 = \rho v \times t \times a \frac{\sqrt{2}}{2} \quad fsv \qquad (22\text{-}b)$$

Comparando estas 2 ecuaciones con las ecuaciones 19-a y 19-b se tiene :

$$Th^3 = Tv^3 = Th^1 = Tv^1 \qquad (23)$$

Proyectando Tv^3 y Th^3 en la dirección tangencial de la cara 3 se tiene que:

$$Tv^3 \text{ Sen } 45° + Th^3 \text{ Cos } 45° = 0 \qquad (24)$$

debido a que σ_3 es una tensión principal y por lo tanto la - tensión cortante es nula. Como indica la ecuación (23) $Tv^3 = TH^3$ por lo tanto

$$Tv^3 \text{ Sen } 45° - Tv^3 \text{ Cos } 45° = 0$$

$$0 = 0$$

de esto se puede concluir que las fuerzas de tracción en la armadura no generan una resultante tangencial.

Si ahora proyectamos las mismas fuerzas en la dirección normal a la cara 3 tenemos:

$$Tv^3 \text{ Sen } 45° + Th^3 \text{ Cos } 45° = R$$

si como antes se considera la ecuación (10) se tiene que $Tv^3 = Th^3$ y por lo tanto :

$$Tv^3 \text{ Sen } 45° + Tv^3 \text{ Cos } 45° = R$$

$$R = Tv^3 \sqrt{2} \qquad (25)$$

esta resultante de las fuerzas de tracción de la armadura en la cara 3 debe ser anulada por la tensión suplementaria de - compresión en el concreto (f sup), por tanto:

$$R = f\ sup \times t \times a$$

$$Tv^3 \sqrt{3} = f\ sup \times t \times a \qquad (26)$$

Sabiendo que $Tv^3 = Th^3 = Tv^1 = Th^1$ y - comparando con la ecuación (16) se tiene que:

$$f\ sup = \sigma_1$$

Por tanto, la compresión total que debe resistir el concreto será :

$$fc^{tot} = \sigma_3 + \sigma_1$$

como $\sigma_1 = |\sigma_3| = \tau$

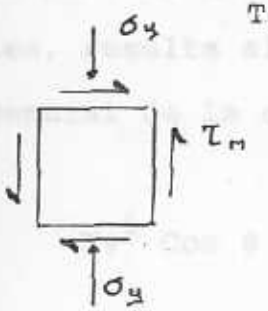
$$\boxed{fc^{tot} = 2\tau \leqslant f^{com}_{ADM}} \qquad (27)$$

UNIVERSIDAD CATOLICA ANDRES BELLO
BIBLIOTECA
CARACAS

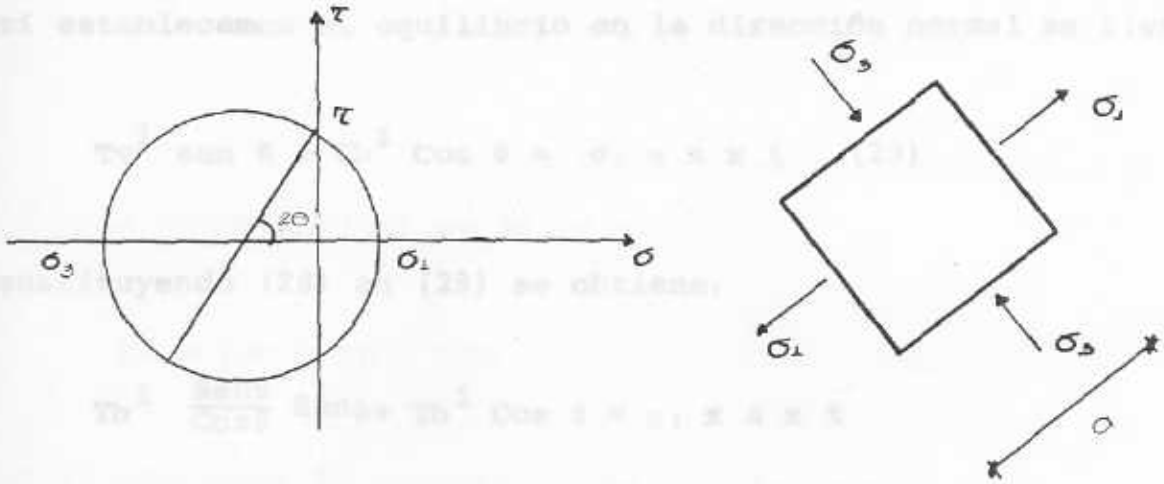
Caso 3 - Tensión cortante máxima, en este punto actúa una determinada tensión normal que puede ser de tracción o compresión.

Caso 3-a - Tensión cortante máxima

Tensión normal de compresión



Según la representación gráfica del círculo de Mohr.



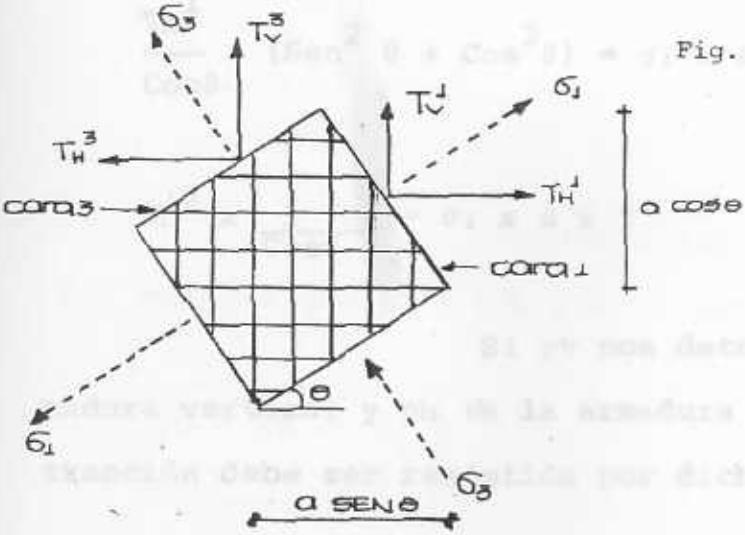


Fig. III-20 Representación del circulo de Mohr, Tensiones principales y malla de acero ortogonal.

Sabiendo que la tensión cortante es cero por ser las tensiones normales σ_1 y σ_3 tensiones principales, resulta al establecer el equilibrio en la dirección tangencial de la cara 1

$$Tv^1 \cos\theta = Th^1 \operatorname{sen}\theta$$

$$Tv^1 = Th^1 \frac{\operatorname{sen}\theta}{\cos\theta} \qquad (28)$$

si establecemos el equilibrio en la dirección normal se tiene:

$$Tv^1 \operatorname{sen}\theta + Th^1 \cos\theta = \sigma_1 \times a \times t \qquad (29)$$

sustituyendo (28) en (29) se obtiene:

$$Th^1 \frac{\operatorname{Sen}\theta}{\operatorname{Cos}\theta} \operatorname{Sen}\theta + Th^1 \cos\theta = \sigma_1 \times a \times t$$

$$\frac{Th^1}{\operatorname{Cos}\theta} (\operatorname{Sen}^2\theta + \operatorname{Cos}^2\theta) = \sigma_1 \times a \times t$$

$$Th^1 \times \frac{1}{\operatorname{Cos}\theta} = \sigma_1 \times a \times t \qquad (30)$$

Si ρv nos determina la cuantía de la armadura vertical y ρh de la armadura horizontal, y además la tracción debe ser resistida por dichas armaduras se tiene:

$$\rho h = \frac{Ash}{t \times a \cos\theta} \quad 31\text{-a)} \qquad fsh = \frac{Th^1}{Ash} \quad 31\ c)$$

$$\rho v = \frac{Asv}{t \times a \operatorname{Sen}\theta} \quad 31\text{-b)} \qquad fsv = \frac{Tv^1}{Asv} \quad 31\ d)$$

Si se relacionan estas dos ecuaciones:

$$Th^1 = \rho h \times t \times a \cos\theta \times fsh \qquad 32\text{-a)}$$

$$Tv^1 = \rho v \times t \times a \operatorname{Sen}\theta \times fsv \qquad 32\text{-b)}$$

Si se igualan las ecuaciones 32-a y 32-b con la ecuación (28) se tiene que :

$$\rho v \times fsv = \rho h \times fsh \qquad (33)$$

y si igualamos la ecuación 32-a) con la ecuación 30) :

$$\rho h = \frac{\sigma_1}{fsh} \qquad (34)$$

Debido a que generalmente fsv = fsh = fs, resulta que $\rho v = \rho h$, por lo que según la ecuación (34)

$$\boxed{\rho v = \rho h = \frac{\sigma_1}{fs}} \qquad (35)$$

Al analizar la cara 3 observamos que está sometida a la acción de la tensión principal normal σ_3 de compresión y en élla actúan las fuerzas Tv^3 y Th^3 resultantes de la tracción en las armaduras verticales y horizontales de dicha cara; si se relacionan estas fuerzas con las cuantías de la armadura horizontal y vertical, y luego se relacionan con las ecuaciones 32-a) y 32-b) las cuales relacionan a Tv^1 y Th^1 con las cuantías de las respectivas armaduras se tiene:

$$Th^3 = \rho h \times t \times a \text{ sen } \theta \times fsh$$
$$Th^1 = \rho h \times t \times a \text{ Cos } \theta \times fsh$$

dividiendo $Th^1 \;/\; Th^3$

$$Th^3 = Th^1 \frac{\text{Sen}\theta}{\text{Cos}\theta} \qquad (36)$$

de igual manera:

$$Tv^3 = \rho v \times t \times a \text{ Cos}\theta \text{ fsv}$$
$$Tv^1 = \rho v \times t \times a \text{ Sen}\theta \text{ fsv}$$

dividiendo $Tv^1 \;/\; Tv^3$

$$Tv^3 = Tv^1 \frac{\text{Cos}\theta}{\text{Sen}\theta} \qquad (37)$$

Proyectando Tv^3 y Th^3 en la dirección tangencial de la cara 3 y sabiendo que σ_3 es una tensión principal se tiene :

$$Tv^3 \ \text{Sen}\theta = Th^3 \ \text{Cos}\theta \qquad (38)$$

si en la ecuación (38) sustituímos las ecuaciones 36) y 37)

$$Tv^1 \ \frac{\text{Cos}\theta}{\text{Sen}\theta} \ \text{sen}\ \theta = Th^1 \ \frac{\text{Sen}\theta}{\text{Cos}\theta} \ \text{Cos}\ \theta$$

según la ecuación (28 $Tv^1 = Th^1 \ \frac{\text{Sen}\theta}{\text{Cos}\ \theta}$

$$Th^1 \ \frac{\text{Sen}\theta}{\text{Cos}\theta} \ \text{Cos}\theta = Th^1 \ \text{Sen}\theta$$

$$Th^1 \ \text{Sen}\theta = Th^1 \ \text{Sen}\theta$$

de esta igualdad podemos concluir que las fuerzas de tracción en la armadura no generan una resultante tangencial.

Si ahora proyectamos las mismas fuerzas Tv^3 y Th^3 en la dirección normal a la cara 3 se tiene:

$$Th^3 \ \text{Sen}\theta + Tv^3 \ \text{Cos}\theta = R$$

al sustituir las ecuaciones 36) y 37)

$$Tv^1 \frac{Cos\theta}{Sen\theta} Cos\theta + Th^1 \frac{Sen\theta}{Cos\theta} Sen\theta = R$$

sabiendo que $Tv^1 = Th^1 \frac{Sen\theta}{Cos\theta}$ según la ecuación (28

$$TH^1 \frac{Sen\theta}{Cos\theta} \times \frac{Cos^2\theta}{Sen\theta} + Th^1 \frac{Sen^2\theta}{Cos\theta} = R$$

$$R = \frac{Th^1}{Cos\theta} \qquad (39)$$

esta resultante de las fuerzas de tracción de la armadura en la cara 3 debe ser anulada por la tensión suplementaria de - compresión en el concreto (fsup), por tanto

$$R = fsup \times t \times a$$

$$\frac{Th^1}{Cos\theta} = fsup \times t \times a \qquad (40)$$

Sabiendo que $\frac{Th^1}{Cos\theta} = \sigma_1 \times a \times t$ según la ecuación (30 se tiene que

$$f\ sup = \sigma_1$$

Por tanto la compresión total que debe resistir el concreto será :

$$\boxed{fc^{tot} = |\sigma_3| + \sigma_1 \leq f^{com}_{ADM}} \qquad (41)$$

Debido a que lo que se conoce es σy y τ mediante las ecuaciones del círculo del Mohr resulta

$$\sigma_1 = -\frac{\sigma y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma y}{1}\right)^2 + \tau xy^2} \qquad (42\text{-a})$$

$$\sigma_3 = -\frac{\sigma y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma y^2}{2}\right) + \tau xy^2} \qquad (42\text{-b})$$

sustituyendo en la ecuación (41)

$$fc^{tot} = +\frac{\sigma y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma y}{2}\right)^2 + \tau xy^2} - \frac{\sigma y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma y}{2}\right)^2 + \tau xy^2}$$

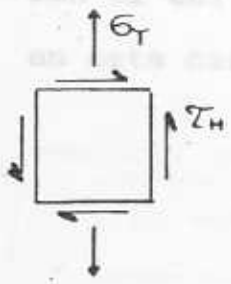
$$\boxed{fc^{tot} = \sqrt{\sigma y^2 + 4\,\tau xy^2} \leq f^{com}_{ADM}} \qquad (43)$$

sustituyendo la ecuación (42-a) en la ecuación 35)

$$\boxed{\rho v = \rho H = \frac{-\sigma y + 2\sqrt{(\sigma y)^2 + 4\,(\tau xy)^2}}{2\,fs}} \qquad (44)$$

<u>Caso 3-B</u> - Tensión cortante máxima

Tensión normal de tracción



Según la representación gráfica del círculo de Mohr

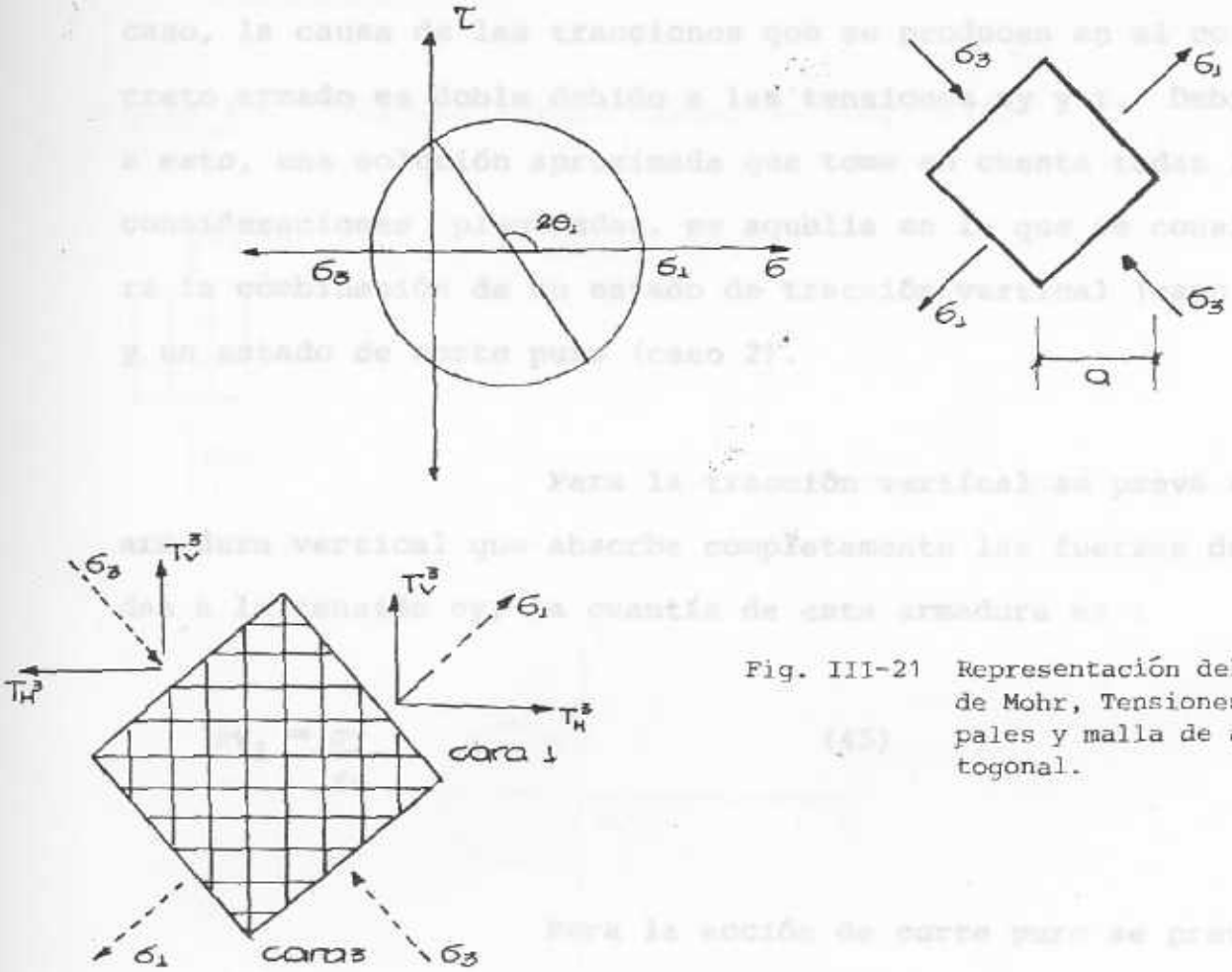


Fig. III-21 Representación del Circulo de Mohr, Tensiones principales y malla de acero ortogonal.

Al comparar este estado de tensiones con el del caso anterior, vemos que son idénticos por lo que en este caso son válidas las ecuaciones (43) y (44).

Sin embargo, en este caso, donde la tensión vertical es de tracción, el armar ambas direcciones con la misma cuantía no sería práctico, ni económico. En este caso, la causa de las tracciones que se producen en el concreto armado es doble debido a las tensiones σy y τ. Debido a esto, una solución aproximada que toma en cuenta todas las consideraciones planteadas, es aquella en la que se considera la combinación de un estado de tracción vertical (caso 1) y un estado de corte puro (caso 2).

Para la tracción vertical se prevé una armadura vertical que absorbe completamente las fuerzas debidas a la tensión σy, la cuantía de esta armadura es :

$$\rho v_1 = \frac{\sigma y}{fs} \qquad (45)$$

Para la acción de corte puro se prevé una malla ortogonal con cuantías iguales de armadura en ambas direcciones.

$$\rho v_2 = \rho h = \frac{\tau}{fs} \qquad (46)$$

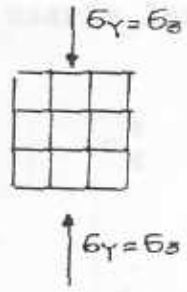
En definitiva, la cuantía de armadura vertical es :

$$\boxed{\rho v = \rho v_1 + \rho v_2 = \frac{\sigma y}{fs} + \frac{\tau}{fs}} \qquad (47)$$

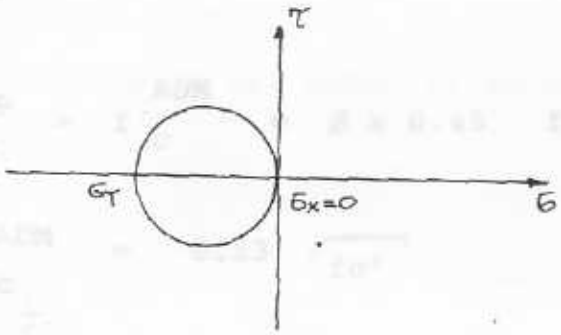
y la cuantía de armadura horizontal es :

$$\boxed{\rho h = \frac{\tau}{fs}} \qquad (48)$$

Caso 4 - Tensión normal máxima de compresión



Según la representación gráfica del círculo de Mohr



Debido a que las tensiones existentes en este caso son de compresión éstas son todas resistidas por el concreto, por lo que

$$\boxed{fsup = \sigma_3 = \sigma y \leq f_{ADM}^{cam}}$$

por esta razón tan sólo se colocará la armadura mínima necesaria según lo especifiquen las Normas.

Las ecuaciones antériormente deducidas són aplicadas siempre y cuando las σM y τM son mayores que los σ y τ admisibles por el concreto; en caso contrario se usarán las cuantías mínimas especificadas por las Normas

$$\sigma_M^m = \frac{\sigma y}{2} \mp \sqrt{\left(\frac{\sigma y}{2}\right)^2 + \tau xy^2}$$

$$\tau M = \sqrt{\left(\frac{\sigma y}{2}\right)^2 + \tau xy^2}$$

$$f_{ADM}^{COMP} = f_c^{ADM} = \emptyset \times 0.45 \quad f_{ADM}^{col}$$

$$v_c^{ADM} = 0.53 \sqrt{fc'}$$

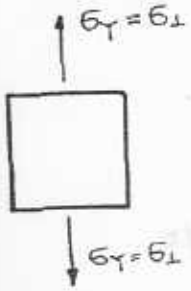
A continuación se presenta el resumen de lo anteriormente expuesto para todos los casos :

Resumen

Convención de signos

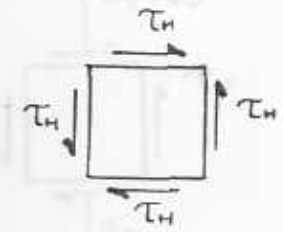
- Tensiones normales de tracción se consideran positivas.
- Tensiones normales de compresión se consideran negativas.

Caso 1 - Tensión normal máxima de tracción



$$\rho v = \frac{\sigma_1}{fsv} = \frac{\sigma y}{fsv}$$

Caso 2 - Tensión normal nula, se considera que la tensión cortante en ese punto es aproximadamente la máxima.

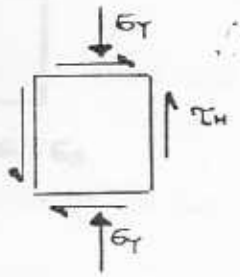


$$\sigma_1 = -\sigma_3 = \tau M$$

$$\rho v = \rho H = \frac{\tau M}{fs}$$

$$fc^{tot} = 2\,\tau \leq f^{com}_{ADM}$$

Caso 3-a - Tensión cortante máxima combinado con tensión - normal de compresión.

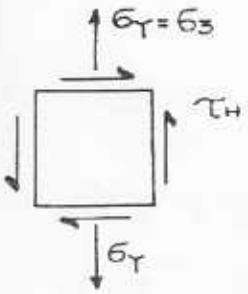


$$\rho v = \rho H = \frac{-\sigma y + 2\sqrt{(\sigma y)^2 + 4\,(\tau xy)^2}}{2fs}$$

$$fc^{tot} = \sqrt{\sigma y^2 + 4\,\tau xy^2} \leq f_{ADM}^{com}$$

$$\sigma 1 = R = R\,\mathrm{Cos}2\theta$$

Caso 3-b - Tensión cortante máxima combinado con tensión normal de tracción.

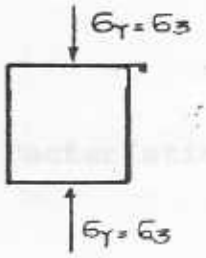


$$\rho v = \frac{\sigma y}{fs} + \frac{\tau}{fs}$$

$$\rho H = \frac{\tau M}{fs}$$

$$fc^{tot} = \sqrt{\sigma y^2 + 4\,\tau xy^2} \leq f_{ADM}^{com}$$

Caso 4 - Tensión normal máxima de compresión



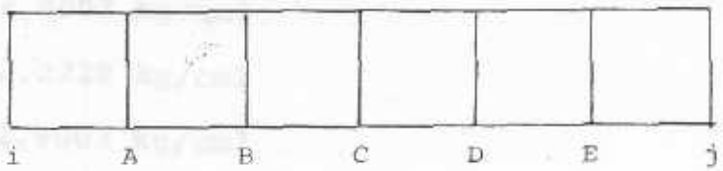
$$fc^{tot} = \sigma 3 = \sigma y \leq f^{com}_{ADM}$$

Como no hay tracción se colocará - la armadura mínima necesaria según lo especifican las Normas.

3.2.4.2 Ejemplo representativo de la aplicación del método.

Sea la pantalla de la figura cuyas características son las siguientes:

- Longitud - Lw - 335 cm
- Espesor - h - 20 cm
- Area - A -6700 cm2



h = 20 cms.

Lw = 335 cms.

Las tensiones actuantes sobre dicha pantalla, originadas por carga horizontal son :

a) Tensiones normales.

$\sigma i = -94.2699$ kg/cm2.

$\sigma j = 94.2699$ kg/cm2

b) Tensiones tangenciales

Los valores extras a los correspondientes de los puntos i. j, son valores de tensión tangencial actuando en los sectores de luz de la pantalla, representados por los puntos A, B, C, D, E,

$\tau i = 0$

$\tau A = -1.8127$ kg/cm2.

$\tau B = -2.9003$ kg/cm2

$\tau C = -3.2228$ kg/cm2

$\tau D = -2.9003$ kg/cm2

$\tau E = -1.8127$ kg/cm2

$\tau j = 0$

y la tensión normal correspondiente a cargas verticales, las cuales son, peso propio de la losa, peso tabiquería friso y peso propio de la pantalla como carga muerta; y como carga viva una cierta sobrecarga según el uso de la estructura a la cual pertenece la pantalla; dicha tensión está actuando en forma uniforme a lo largo de la pantalla y

$$\sigma_v = -10.8066 \text{ kg/cm2}$$

Al combinar las tensiones anteriores, según lo especificado anteriormente, se tiene que las tensio

nes de diseño son :

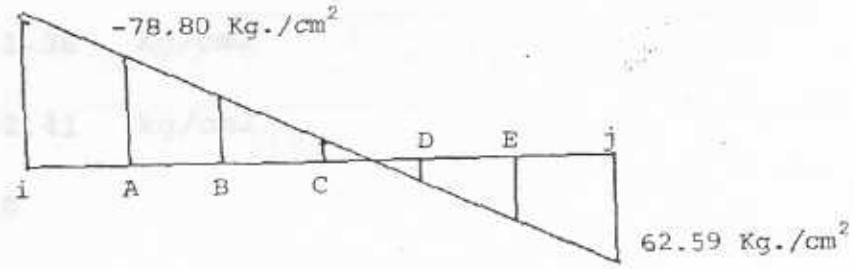
Tensiones normales de diseño

$\sigma = .75\ (\sigma y \mp \sigma_H)$

$\sigma = .75\ (-10.8066 \pm 94.2699)$

$\sigma_i = -\ 78.8074$ kg/cm2

$\sigma_j = 62.5974$ kg/cm2



Punto	σ kg/cm2
i	-78.80
A	-30.78
B	-17.65
C	- 4.51
D	8.61
E	21.75
F	0.00
J	62.59

Tensiones tangenciales de diseño

$\tau = .75 \ (\tau_h)$

$\tau_i = 0$

$\tau_A = -1.36$ kg/cm2

$\tau_B = -2.17$ kg/cm2

$\tau_C = -2.41$ kg/cm2

$\tau_D = -2.17$ kg/cm2

$\tau_E = -1.36$ kg/cm2

$\tau_F = -2.41$ kg/cm2

$\tau_j = 0$

Análisis del punto i

$\sigma = -78.80$ kg/cm2

$\tau = 0$

Las características de este punto co-- rresponden a la del caso 4, σ máximo a compresión, τ nulo; la armadura que se colocará por tanto, será la mínima $\rho = 0.0025$, debido a que la tensión es de compresión y es resistida por el concreto.

$$\boxed{A_s = 2.791 \text{ cm2}}$$

Análisis del punto A

$\sigma = -30.78$ Kg/cm2.

$\tau = -1.36$ kg/cm2

La característica de este punto corresponde a la del caso 3-a, σ compresión, y τ

$$\rho_v = \rho_h = \frac{-\sigma y + 2\sqrt{\sigma_y^2 + 4\tau^2}}{2fs}$$

$f_s = .5\ fy$

$f_y = 5000$

$$\rho_v = \rho_h = -\frac{30.7862 + 2\sqrt{30.7862^2 + 4 \times 1.3671^2}}{2 \times 2500}$$

$$\boxed{\rho_v = \rho_h = 0.0062}$$

$$\boxed{A_{sv} = A_{sh} = 6.92 \quad cm2}$$

Análisis del punto B

$\sigma = -17.65$ kg/cm2

$\tau = -2.17$ kg/cm2

Las características de este punto corresponden a las del caso 3-a.

$$\rho_v = \rho_h = \frac{-\sigma y + 2\sqrt{\sigma y^2 + 4\tau^2}}{2\ fs}$$

$$\rho_v = \rho_h = \frac{-17.6516 + 2\sqrt{17.6516^2 + 4 \times 2.1752^2}}{2 \times 2500}$$

$$\boxed{\rho_v = \rho_h = 0.0037}$$

$$\boxed{A_{sv} = A_{sh} = 4.17 \quad cm2}$$

Análisis del punto C

$\sigma = -4.5170$ kg/cm2

$\tau = -2.4171$ kg/cm2

Las características de este punto corresponden a los del caso 3-a.

$$\rho_v = \rho_h = \frac{-\sigma + 2\sqrt{\sigma^2 + 4\tau^2}}{2 \times fs}$$

$$\rho_v = \rho_h = \frac{-4.5170 + 2\sqrt{4.5170^2 + 4 \times 2.4171}}{2 \times 2500}$$

$$\rho_v = \rho_h = 0.0017 < 0.0025$$

$$\boxed{\rho_v = \rho_h = 0.0025}$$

$$\boxed{A_{sv} = A_{sh} = 2.79 \text{ cm2}}$$

Análisis del punto D

$\sigma = 8.6175$ kg/cm2

$\tau = -2.1752$ kg/cm2

La característica de este punto corresponde a las del caso 3-b.

$$\rho_h = \frac{\tau}{fs}$$

$$\rho_h = -\frac{2.1752}{2500}$$

$$\rho_h = .0009 < .0025$$

$$\boxed{\rho_h \; .0025}$$

$$\boxed{As_h = 2.79 \quad cm2}$$

$$\rho v = \frac{\sigma + \tau}{fs}$$

$$\rho_v = \frac{8.6175 + 2.1752}{2500}$$

$$\boxed{\rho_v = .0043}$$

$$As_v = 4.8207 \quad cm2$$

Análisis del punto E

$\sigma = 21.75$ kg/cm2

$\tau = -1.36$ kg/cm2

La característica de este punto corresponde a las del caso 3-b.

$$\rho_h = \frac{\tau}{fs}$$

$$\rho_h = \frac{1.3671}{2500}$$

$\rho_h = .0005 < .0025$

$$\boxed{\rho_h = .0025}$$

$$\boxed{As_h = 2.79 \quad cm2}$$

$$\rho_v = \frac{\sigma + \tau}{fs}$$

$$\rho_v = \frac{21.7521 + 1.3671}{2500} \qquad \boxed{\rho_v = .0092}$$

$$\boxed{A_{sv} = 10,32 \quad cm2}$$

Análisis del punto F

$\sigma = 0.00$

$\tau = - 2.41 \quad kg/cm2$

La característica de este punto corresponde al caso 2.

$$\rho_v = \rho_h = \frac{\tau}{fs}$$

$$\rho_v = \rho_h = \frac{2.41}{2500} \qquad \rho_v = \rho_h = .0010 < .0025$$

$$\boxed{\rho_v = \rho_h = .0025}$$

$$\boxed{A_{sv} = A_{sh} = 2.79 \quad cm2}$$

Análisis del punto J

$\sigma = 62.59$ kg/cm2

$\tau = 0$

La característica de este punto, corresponde a la del caso 1.

$\rho_H = 0$

$\rho_V = \frac{\sigma\ y}{fs}$

$\rho_V = \frac{62.5974}{2500}$

$\boxed{\rho_V = 0.025}$

$\boxed{A_{sv} = 27.9602 \text{ cm2}}$

En la tabla que se inserta en la página siguiente, se resumen los valores ρ, A_s correspondiente a este punto.

Punto	ρ_H	ρ_V	A_H	A_{SV}
i	.0025	.0025	2.79	2.79
A	.0062	.0062	6.92	6.92
B	.0037	.0037	4.17	4.17
C	.0025	.0025	2.79	2.79
D	.0025	.0043	2.79	4.82
E	.0025	.0092	2.79	10.32
F	.0025	.0025	2.79	2.79
j	-	.025	-	27.96

NOMENCLATURA

σ = Tensión normal de diseño en el elemento de la pantalla (kg/cm2).

τ = Tensión cortante de diseño en el elemento de la pantalla (kg/cm2).

σ_{cv} = Tensión normal debida a la acción de la carga vertical.

σ_{ch} = Tensión normal debida a la acción de las cargas horizontales de viento y/o de sismo.

τ_{ch} = Tensión cortante debida a la acción de las cargas horizontales de viento y/o de sismo.

f^{COMP}_{ADM} = Tensión admisible de compresión en el concreto para pantallas de concreto armado.

f^{Col}_{ADM} = Tensión admisible de compresión en el concreto para columnas de concreto armado.

$\emptyset$ = Factor de reducción de capacidad resistente.

F'c = Resistencia especificada a la compresión en el concreto (kg/cm2.)

f^{TRAC}_{ADM} = Tensión admisible de tracción en el concreto para pantallas de concreto armado.

fs = Tensión admisible en el acero de refuerzo de las pantallas.

fsv, fsh = Tensiones admisibles en el acero de refuerzo colocado en las direcciones vertical y horizontal respectivamente.

Fy = Resistencia especificada a la fluencia en el acero de refuerzo (kg/cm2).

ρv, ρh = Cuantías del acero de refuerzo en las direcciones vertical y horizontal.

Asv, Ash = Acero de refuerzo de la armadura ortogonal en las direcciones vertical y horizontal respectivamente.

σy = Tensión normal de tracción o compresión en la dirección del eje y

τxy = Tensión cortante en la dirección tangente a la cara de un elemento bajo un cierto estado de tensiones.

σ_1 = Tensión principal mayor.

σ_3 = Tensión principal menor.

T_v^1 = Resultante de la tracción en las barras verticales que atraviesan la cara 1 del elemento.

Th^1 = Resultante de la tracción en las barras horizontales que atraviesan la cara 1 del elemento.

T_v^3 = Resultante de la tracción en las barras verticales que atraviesan la cara 3 del elemento.

Th^3 = Resultante de la tracción en las barras horizontales que atraviesan la cara 3 del elemento.

θ = Inclinación del plano en el que ocurre la tensión principal mayor respecto a la vertical.

t = Espesor de la pantalla.

a = Dimensión lateral del elemento bajo un cierto estado de tensiones,

f_c^{ADM} = Tensión admisible de compresión en el concreto.

v_c^{ADM} = Tensión admisible de corte en el concreto.

3.3 Métodos de diseños basados en sistemas de fuerza.

3.3.1 Transformación de estado de tensiones en sistema de carga equivalente.

Para el diseño de pantallas de edificios a base de elementos de pared delgada y sección transversal abierta generalmente se dispone de diagramas de tensiones resultantes del análisis por la teoría de Vlasov, por lo tanto para aplicar los métodos de diseño de pantallas, bajo fuerzas P y M tales como la llamada fórmula de Cárdenas o los diagramas de interacción para pantallas rectángulares, es necesario desarrollar fórmulas para transformar estos diagramas de tensiones en solicitaciones equivalentes P,M.

El desarrollo de estas fórmulas se hace en base a los conceptos de Resistencia de Materiales de diagramas de tensiones para miembros sometidos a carga axial y flexión combinadas. Como se observa en la Fig. III-22 una pantalla -

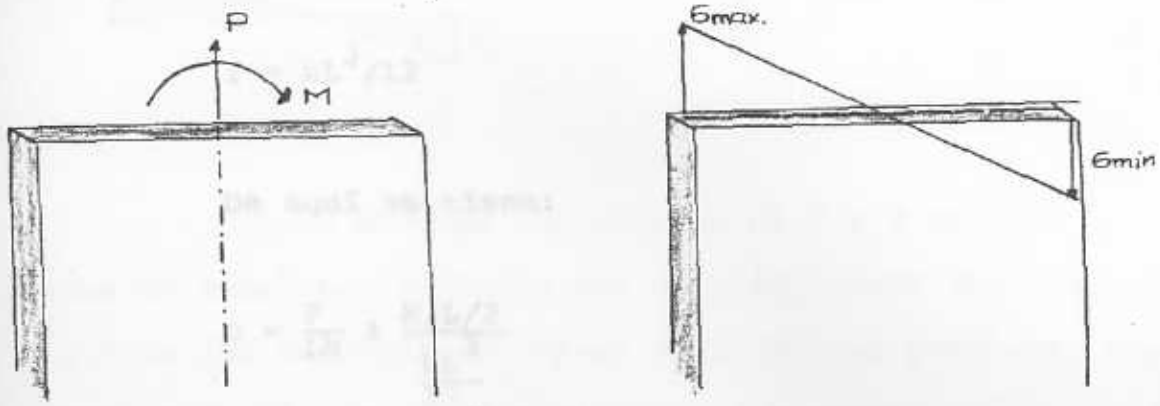


Fig. II-22 Estado de tensiones y sistema de carga equivalente.

sometida a una carga axial P en su centro de gravedad, y a - un momento flector M, tiene un diagrama de tensiones que va - de una tensión máxima a una tensión mínima.

Para deducir la fórmula de diagrama de tensiones se ha considerado una pantalla rectángular de longitud L, y de espesor h, sometida a una carga axial P en el centro de - gravedad, y a un momento flector M. Las tensiones en un punto cualquiera serán el resultado de la superposición de la - tensión axial y de la tensión de flexión, de esta manera:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{My}{I}$$

Donde:

$$A = L.h$$

$$Y = L/2$$

$$I = hL^3/12$$

De aquí se tiene:

$$\sigma = \frac{P}{Lh} \pm \frac{M.L/2}{\frac{hL^3}{12}}$$

$$\boxed{\sigma = \frac{P}{Lh} \pm \frac{6M}{L^2 h}} \qquad (49)$$

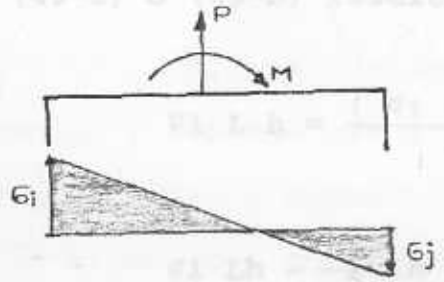
Con la expresión 49 se calculan las tensiones máximas y mínimas actuantes y así se define el diagrama de tensiones producido por las solicitaciones P, M.

La convención de signos es la siguiente:

TRACCION = (+) tanto para P como para σ

COMPRESION = (-) tanto para P como para σ

El momento flector se considera positivo cuando produce un diagrama de tensiones de tracción en el punto inicial (más a la izquierda).



$$\sigma_i = \frac{P}{Lh} + \frac{6M}{L^2 h} \qquad (49\text{-a})$$

$$\sigma_j = \frac{P}{Lh} - \frac{6M}{L^2 h} \qquad (49\text{-b})$$

Para obtener los valores de P y M en base al diagrama de tensiones definido por σi y σj, basta con despejar P y M de las expresiones (49-a) y (49-b) que provienen de la ecuación 49. Si las sumamos miembros a miembro:

$$\sigma i = \frac{P}{Lh} + \frac{6M}{L^2 h} \qquad (49\text{-a})$$

$$\sigma j = \frac{P}{Lh} - \frac{6M}{L^2 h} \qquad (49\text{-b})$$

$$(\sigma i + \sigma j) = 2P/Lh$$

De donde resulta:

$$\boxed{P = \frac{(\sigma i + \sigma j)}{2} \cdot Lh} \qquad (50)$$

La expresión (50) sirve para calcular la carga - axial equivalente P:

Si introducimos la expresión (50) en las ecuaciones (49-a) ó (49-b) resulta:

$$\sigma i \; L.h = \frac{(\sigma i + \sigma j)}{2} \cdot Lh + \frac{6M}{L}$$

$$\sigma i \; Lh - \frac{\sigma i}{2} Lh - \frac{\sigma j}{2} L.h = \frac{6M}{L}$$

$$\frac{6M}{L} = \frac{\sigma i}{2} Lh - \frac{\sigma j}{2} Lh$$

De donde:

$$\boxed{M = \frac{(\sigma i - \sigma j)}{12} hL^2} \qquad (51)$$

La expresión (51) sirve para calcular el momento flector equivalente M.

Como se dijo anteriormente la carga axial P es - positiva de tracción y el momento flector M es positivo si - produce tracción el punto inicial de la izquierda i.

3.3.2 Método empírico de diseño según el Código ACI--- 318-71.

Tal como se dijo anteriormente, los edificios a base de pantallas sometidos a cargas verticales y horizontales que originan respectivamente diagramas de tensiones normales uniformes y tensiones normales y cortantes pueden ser analizados para un sistema de fuerzas P, M.

Dichas fuerzas corresponden a cargas axiales permanentes y sobrecargas que equivalen a las tensiones normales uniformes; y momentos flectores y fuerzas de corte debido al sismo, que equivalen a las tensiones normales y cortantes.

Estas cargas de diseño se combinan entre sí según las especificaciones del capítulo que del Codigo ACI-318-71, con el fin de poder seleccionar las condiciones últimas más desfavorables.

Las expresiones que especifica el ACI-318-71 en la sección 9-3 para la determinación de las combinaciones de carga de diseño son:

$$U = 1.4D + 1.72 \qquad (9\text{-}1)$$

$$U = 0.75\ (1.4D + 1.7\ L + 1.87\ E) \qquad (9\text{-}2)$$

$$U = 0.9D + 1.43\ E \qquad (9\text{-}3)$$

Según las especificaciones del ACI-318-71, capítulo 14, las pantallas (paredes de corte) deben diseñarse para resistir cualquier carga lateral, u otras cargas a las que estén sometidas.

Si al localizar la resultante del sistema de cargas actuante sobre las pantallas, esta se ubica dentro del tercio medio de su espesor, puede considerarse que el muro está cargado de un modo razonablemente concéntrico, y dimensionarse de acuerdo con las disposiciones de la sección 14.2 del ACI. Los límites del espesor y de la cantidad de refuerzo que se requiere en la sección 14.2 pueden omitirse cuando el análisis estructural demuestre una resistencia y una estabilidad adecuada.

3.3.2.1 Diseño empírico de los muros estructurales

Según la sección 14.2b la capacidad a - carga axial de la pantalla es:

$$\boxed{Pu = 0.55\ \emptyset\ f'c\ Ag\ \{1-(\frac{lc}{40h})^2\}} \qquad (14.1)$$

Donde:

$\emptyset = 0.70$ (sección 9.2.1.2.b-ACI-318-71).

Según las especificaciones de la sec -- ción 14.2 del ACI-318-71 tenemos:

14.2.c. La longitud del muro que se considera - como efectiva para cada carga concentrada no debe exeder de la distancia centro a centro entre cargas, ni tampoco el centro del apoyo más cuatro veces el espesor del muro.

14.2.d. El espesor mínimo de los muros estructurales no debe ser menor de 1/25 veces la altura libre o el - ancho, cualquiera que sea el menor.

14.2.e. Los muros estructurales deben tener un espesor no menor de 15 cm en los últimos 4.5 mts. de la es-- tructura y por cada 7.5 mts. o fracción medidas hacia abajo

este espesor mínimo debe aumentarse 2.5 cms. Los muros de carga de concreto reforzado usados en viviendas de dos pisos pueden ser de 15 cms. de espesor en toda su altura, siempre que no exceda la carga permisible dada por la ecuación 14.1.

14.2.f. El acero del refuerzo horizontal de los muros de concreto reforzado no debe ser menor de 0.0025 veces el acero total de la sección y el refuerzo vertical no será menor de 0.0015 veces dicha área. Estos valores se pueden reducir a 0.0020 y 0.0012, respectivamente si el acero de refuerzo es de diámetro no mayor a la barra de 5/8", consiste en malla soldada o en barras corrugadas con una resistencia especificada en el punto cedente de 4200 Kg/cm^2 o mayor.

Estos valores del refuerzo varían según las especificaciones sísmicas del apéndice A que se describen posteriormente en este trabajo.

14.2.g. Los muros de espesor mayor de 25 cm., excepto los muros de sótanos, deben tener el refuerzo de cada dirección colocado en dos capas paralelas a las caras del muro. Una capa consistirá en no menos de la mitad y no más de dos tercios del total requerido y se colocará a no menos de 5 cm. ni a más de un tercio del espesor del muro a partir de la superficie exterior. La otra capa, que completará el

refuerzo requerido, no debe colocarse a menos de dos cm. ni a más de un tercio del espesor del muro a partir de la superficie interior. Las barras, si se emplean no deben ser menores de 3/8" ni deben espaciarse a más de 45 cm. medidas centro a centro. El refuerzo de los muros con malla soldada debe estar en forma de láminas planas.

14.2.h. Además de los valores mínimos de acero de refuerzo, debe haber por lo menos dos barras de 5/8" alrededor de las aberturas de puertas. Tales barras deben extenderse por lo menos 60 cm. más allá de las esquinas de las -- aberturas.

14.2.i. Los muros de concreto reforzado deben - anclarse a los pisos o a columnas, pilas, contrafuertes y en las intersecciones de ellas.

14.2.j. Las losas y muros confinados de concreto reforzado deben tener un espesor no menor de 10 cm. ni menor de 1/30 de la distancia entre los elementos de apoyos, o entre los elementos que le confinan.

14.2.k. Los muros exteriores de sótano, los muros de cimentación, los muros a prueba de fuego y los muros de división, deben tener un espesor no menor de 20 cm.

14.2.1. Cuando los muros de carga de concreto - reforzado consisten en pies derechos, o nervaduras, ligados por elementos de concreto reforzado en cada nível de piso, - los pies derechos pueden considerarse como columnas.

En el artículo N° 74-20 "Aspectos interesantes de la ecuación empírica para diseño de pantallas" , escrito por K. M. Kripanarayanan, se considera a la ecuación 14.1 como el producto de 2 factores.

$$\boxed{\frac{Pu}{\theta f'c\,lc\,h} = F_1 \times F_2} \qquad (52)$$

F_1 = 0.55 y es función de la excentricidad.

$F_2 = \{1 - lc/40h)^2\}$ y es función de la esbeltez.

Para evaluar F_1, se dibujaron diagramas de interación para pantallas con espesores de 8-10-12 pulg. Las pantallas tienen diferentes % de refuerzo (Fig.III-23-a). El valor de 0.55 para F_1 es válido solo cuando las cargas laterales están ausentes (perpendiculares al plano de la pan-- talla).

La ecuación 14.1 considera los efectos

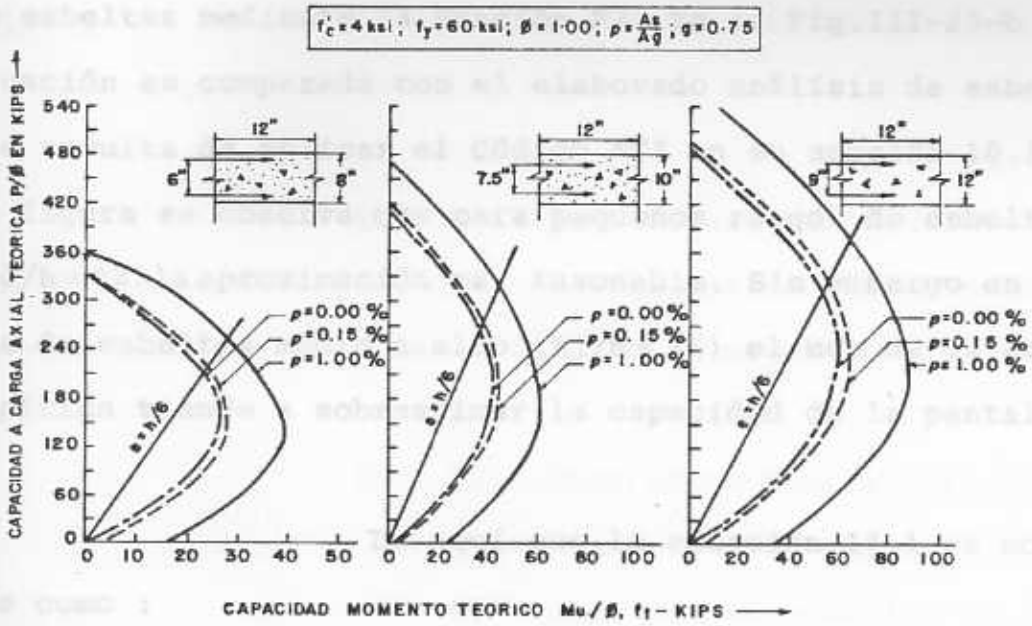


FIGURA No. III-23-a

DIAGRAMAS DE INTERACCION TIPICOS PARA PAREDES CON ESPESORES DE 8-10-12 PULG.

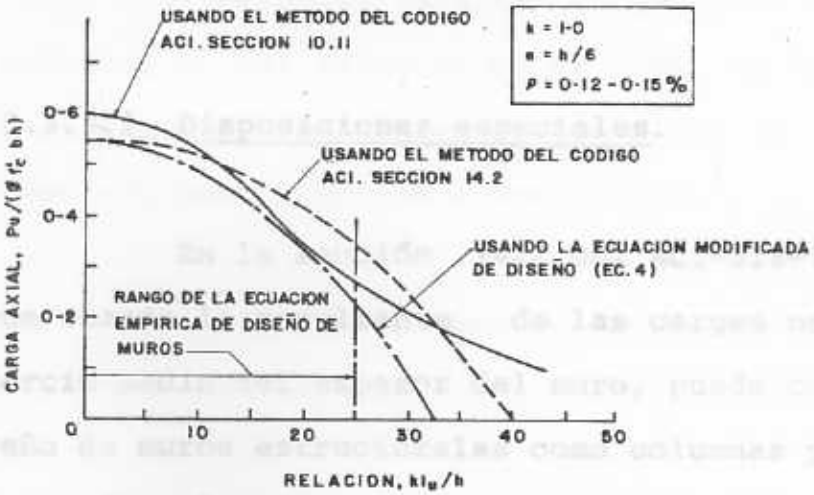


FIGURA No III-23-b

de esbeltez mediante la función F2. En la Fig.III-23-b la -- ecuación es comparada con el elaborado análisis de esbeltez que resulta de aplicar el Código ACI en su sección 10.11. En la figura se observa que para pequeños rangos de esbeltez -- ($Kl/h < 12$) la aproximación es razonable. Sin embargo en ran-- gos de esbeltez medio a alto ($Kl/h < 15$) el uso de la ecuación empírica tiende a sobrestimar la capacidad de la pantalla.

De aquí que la ecuación 14.1 se modifique como :

$$\boxed{Pu = 0.55\ \emptyset\ f'c\ Ag\ \{1 - (Kl/32h)^2\}} \qquad (53)$$

La incorporación del factor K en la longitud efectiva en la ecuación de diseño, extenderá la aplicabilidad de la ecuación a un rango mayor de condiciones de soporte.

3.3.2.2 Disposiciones especiales.

En la sección 14.1 del ACI-318-71 se - especifica que cuando la resultante de las cargas no se ubica en el tercio medio del espesor del muro, puede considerarse el diseño de muros estructurales como columnas y dimensionarse de acuerdo a las disposiciones de la sección 10.16.

Esta sección establece lo siguiente:

10.16.2. La relación mínima del refuerzo vertical al área total de concreto será:

a) 0.0012 para barras corrugadas no mayores que el diámetro de 5/8" con una resistencia especificada en el punto cedente de 4200 Kg/cm^2 o mayor

b) 0.0015 para otras barras corrugadas.

c) 0.0012 para mallas soldadas de diámetro no mayor de 5/8".

10.16.3. El refuerzo vertical deberá espaciarse a una distancia no mayor que tres veces el espesor del muro, ni mayor de 45 cm.

10.16.4. El refuerzo vertical no necesita confinarse con ligadores, si tal refuerzo no es mayor de 0.01 veces el área de la sección total de concreto, o cuando tal refuerzo no se requiera como refuerzo a compresión.

10.16.5. La relación mínima del refuerzo horizontal al área total de concreto será:

a) 0.0020 para barras corrugadas no mayores de 5/8" y con una resistencia especificada en el punto

cedente de 4200 Kg/cm^2 o mayor.

b) 0.0025 para otras barras corrugadas.

c) 0.0020 para mallas soldadas de diámetro no mayor de 5/8".

10.16.6. El refuerzo horizontal deberá espaciarse a una distancia no mayor que una y media veces el espesor del muro, ni mayor de 45 cm.

3.3.2.3 Consideraciones sísmicas para el diseño.

En el apéndice A de las especificaciones del ACI-318-71, se indica que en el análisis de la estructura debe considerarse la interacción de todos los elementos estructurales y no estructurales que afectan la respuesta del edificio ante aceleraciones sísmicas. También deben considerarse las consecuencias de las fallas de los elementos que no forman parte del sistema principal para resistir las fuerzas sísmicas.

Los pórticos, muros estructurales y combinaciones de muros con pórticos, deben diseñarse para resistir las fuerzas producidas por las aceleraciones sísmicas. Los sistemas de piso y techo deben diseñarse para que actúen

como elementos estructurales horizontales, con el fin de -- transmitir las fuerzas a los muros, o a los pórticos.

En el caso analizado en este trabajo, - tenemos según la sección A-8 del ACI-318-71, que los muros - estructurales especiales deben dimensionarse para resistir - la combinación de momentos de volcamiento, cargas verticales y corte. Deben tomarse precauciones adecuadas para transmitir los momentos, las cargas verticales y los cortes actuantes - sobre el muro, o las cimentaciones o apoyos.

Los factores de reducción de fuerza horizontal, si se permiten en el diseño de edificios debido a la inclusión de pórticos especiales dúctiles resistentes a - momentos, o equivalentes, no deben utilizarse para calcular el refuerzo por corte en un muro estructural. Este requisito tiene la finalidad de prevenir una falla frágil por corte, - en un muro estructural que esté sometido a fuerzas sísmicas reversibles.

En un muro estructural, cuando Pe $\leq$ 0,4 Pb y la tensión en la fibra extrema a tracción calculada utilizando las cargas factorizadas por las ecuaciones.

$$U = 0.75\ (1.4D + 1.7L + 1.87E) \qquad (9.2)$$

$$U = 0.9D + 1.43E \qquad (9.3.)$$

En una sección transversal total del - muro que actúe como un material homogéneo y elástico, exceda a 0.15 fr y donde fr según la sección 9.5.2.2 es igual a $2\sqrt{f'c}$, el acero mínimo del refuerzo vertical concentrado - cerca de 100 extremos debe ser:

$$\boxed{As = \left(\frac{14}{fy}\right) hd} \qquad A\text{-}5$$

Donde d es la distancia horizontal, en cm., de fibra extrema en compresión al centroide de tal refuerzo. En ningún caso el refuerzo del muro debe ser menor que al requerido por carga axial, momento y corte. Con esto se procura obtener un muro estructural dúctil cuando se presenta la flexión sin carga axial importante, tratando así de prevenir una falla frágil por flexión en un muro estructural ligeramente, cargado, donde la resistencia a flexión del concreto solo podría ser mayor que la del muro reforzado des-- pués de que ocurran las grietas de tracción.

En el caso en que Pe $\leq$ 0.4 Pb y la tensión en la fibra extrema a tracción sea menor de $0.30\sqrt{f'c}$, el área mínima de refuerzo necesaria será igual a 0.0025 veces el área de la sección total del muro, y se colocará distribuido uniformemente a lo largo de la sección.

Cuando la condición de carga es Pe>10.4Pb

se deben cumplir las especificaciones de las secciones - A8.51 y A8.5.2 del ACI-318-71, las cuales indican que los muros estructurales debe tener elementos verticales de borde, diseñados para resistir todas las tensiones verticales que resultan de las diferente solicitaciones de diseño. El área de refuerzo en los elementos de borde debe confinarse con refuerzo transversal en su longitud total, conforme a la sección A.6.4, la cual indica que:

A.6.4.1. Arriba y abajo de la intersección debe proporcionarse un refuerzo de confinamiento que consista en refuerzo en espiral, o ligaduras de una longitud mínima, a - partir de la cara de intersección, por lo menos igual a la - altura h, 45 cm., o la sexta parte de la altura libre.

Este refuerzo se provee para asegurar - que la ductilidad requerida forme las articulaciones plásticas en los extremos y para compensar las pérdidas de resistencia cuando ocurra desconchamiento en el recubrimiento de concreto.

A.6.4.2. Cuando se usa un espiral la relación volumétrica ρ no será menor que $0.45(ag/AC-1)\ f'c/fy$ (10.3) - pero no menor que $0.12\ f'c/fy$.

Esta relación es con el fin de propor--

cionar confinamiento, de tal manera que la ganancia de re-- sistencia que resulte sustituya a la pérdida de resistencia del muro cargado axialmente cuando el recubrimiento del concreto se desprende. El valor mínimo especificado para fs, - proporciona la ductilidad necesaria de los muros largos bajo cargas excéntricas cuando es baja la relación de área total a área del núcleo de concreto.

A.6.4.3. Cuando se usa un refuerzo en forma de - ligadura rectángular, el acero requerido de la barra debe colocarse con:

$$As = \frac{lh\ \rho s\ sh}{2} \qquad A.4$$

Donde ρs es la relación volumétrica determinada anteriormente, sustituyendo en la ecuación Ac por ACh y con fy la resistencia en el punto cedente del refuerzo de la ligadura. El espaciamiento centro a centro entre ligaduras, o el paso de un zuncho continúo, no debe exceder de 10cm. El diámetro mínimo de la barra debe ser el requerido - para ligaduras por la sección 7.12.2. Se pueden utilizar ganchos suplementarios del mismo tamaño de la barra, que las ligaduras, para reducir la longitud no soportada, lh. Cada extremo de los ganchos suplementarios debe confinar la ligadura perimetral con un doblez standard semicircular y debe fijarse una barra longitudinal para prevenir desplazamientos -

de los ganchos durante la construcción. El recubrimiento mínimo del refuerzo de los ganchos suplementarios debe ser 15 mm.

La longitud de solape para barras en compresión según la sección 12.6 del ACI-318-71 debe calcularse como 0.075 fy db/$\sqrt{f'c}$ pero no puede ser menor que 0.0043 fy db (db diámetro nominal de la barra), pero en ningún caso dicha longitud debe ser menor de 30 db ni de 40 cm, según las especificaciones de la sección A.6.7. Cuando la continuidad se efectue por soldadura, o por dispositivos mecánicos, no debe unirse más de la cuarta parte de las barras en cualquier nível, y la distancia entre niveles de juntas de barras adyacentes no debe ser menor de 30 cm.

NOMENCLATURA:

As - área del acero no reforzado en tracción.

d - distancia de la fibra más alejada en compresión.

h - altura total del miembro.

fr - módulo de rotura del concreto.

Ash- área de la barra transversal de una ligadura (1 rama).

lh - longitud máxima no soportada de la ligadura cerrada rectángular medida entre las ramas perpendiculares de la ligadura o ganchos suplementarios.

Sh - espaciamiento centro a centro de las ligaduras cerradas.

ρs - relación de volumen del refuerzo en espiral a volumen total de cargas.

3.3.2.4 Criterio de diseño por corte.

La fuerza cortante horizontal en el plano de un muro, como consideración de diseño, es importante - principalmente para muros de poca altura. El diseño de muros altos, en particular de aquellos que tienen el refuerzo uniformemente distribuido, probablemente estará regido por criterios de diseño a flexión. Es esencial por consiguiente - que la capacidad a flexión de los muros se determine conjuntamente con su capacidad de corte.

La capacidad al corte de una pantalla - está compuesta de dos partes. La primera parte es el corte - absorbido por el concreto y la otra parte en el corte absorbido por el refuerzo. Estas dos partes se consideran independientes, de tal manera que el refuerzo se requiere solamente para aquella parte del corte total que exceda al límite de - corte absorbido por el concreto.

Según la sección 11.1 del ACI-318-71 debe colocarse un área mínima de refuerzo por corte en todo - elemento de concreto reforzado, preforzado sujeto a flexión, excepto en losas y zapatas, sistemas nervados de pisos de - concreto, vigas cuya altura no exceda de 25 cm., dos y media veces el espesor del ala, o la mitad del ancho del alma, el que sea mayor, y donde vu sea menor que la mitad de vc.

Este requisito puede omitirse, si se demuestra que la capacidad última a flexión y corte requerida puede desarrollarse cuando se suprima el refuerzo por corte.

En el caso que se analiza que es el de muros, el ACI-318-71, en su sección 11.16 nos especifica que el refuerzo cortante nominal vu, deberá calcularse mediante la fórmula:

$$vu = \frac{vu}{\phi hd} \qquad 11.31$$

Donde d = 0.8 lw. Se puede usar un valor mayor de d, igual a la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de la fuerza de todo el refuerzo en tracción, cuando se determine por un análisis de compatibilidad de deformaciones.

El esfuerzo cortante resistido por el concreto, vc, no debe considerarse mayor que el menor valor calculado entre:

$$vc = 0.9\sqrt{f'c} + \frac{Nu}{4\ lwh} \qquad 11.32$$

$$vc = 0.16\sqrt{f'c} + \frac{lw\ (0.33\sqrt{f'c} + 0.2\ Nu/lwh)}{\frac{Mu}{Vu} - \frac{lw}{2}} \qquad 11.33$$

Donde Nu es negativo para tracción.

Sin embargo vc se puede considerar como $0.5\sqrt{f'c}$ si Nu es de compresión, y si es de tracción se puede considerar como $vc = 0.5\ (1 + 0.0285\ Nu/Ag)\sqrt{f'c}$. Estas consideraciones finales son preferibles a las ecuaciones 11.32 y 11.33.

En el caso de que vu sea menor que vc/2, el refuerzo debe proporcionarse de acuerdo a las especificaciones de las secciones 11.16.4.1 y 11.16.4.2, o de acuerdo a las especificaciones de la sección 14.2.f que contempla el caso de diseño de muros con la ecuación empírica, a carga axial. Ahora en el caso que vu sea mayor que vc/2, el refuerzo debe proporcionarse de acuerdo a las especificaciones del ACI-318-71 en la sección 11.16.4.1 y 11.16.4.2, las cuales indican que el área de refuerzo horizontal por corte no será menor que la calculada por la ecuación.

$$Av = \frac{(vu - vc)\ bws}{fy} \qquad 11.13$$

Donde:

S - es el espaciamiento del refuerzo por corte, en dirección paralela al refuerzo longitudinal.

bw = h - espesor del muro.

La relación ρh de área de refuerzo horizontal por corte a área de la sección vertical total será por lo menos 0.0025. El espaciamiento del refuerzo horizontal por corte no deberá exceder de lw/5, 3h, ni de 45 cm.

$$\rho h = \frac{Av}{bws} = \frac{vu - vc}{fy} \geq 0.0025 \qquad (54)$$

La relación de acero de refuerzo vertical por corte a acero de la sección horizontal total de concreto no será menor de:

$$\rho v = 0.0025 + 0.5\ (2.5 - \frac{hw}{lw})(Ph - 0.0025) \qquad (11.34)$$

Ni menor de 0.0025, pero no necesita ser mayor que el valor de ρh requerido en la ecuación

El espaciamiento del refuerzo vertical por corte no debe exceder de lw/3, 3h, ni de 45cm.

Tenemos también, según la sección 11.16.5, que la tensión cortante total de diseño vu, en cualquier sección no debe exceder de $2.6\sqrt{f'c}$.

NOMENCLATURA:

vu = tensión cortante nominal total de dseño.

Vu = fuerza cortante total de diseño aplicado en la sección.

h = altura total de elemento, cm.

d = distancia de la fibra más alejada en compresión al centroide del refuerzo en tracción.

lw = longitud horizontal del muro.

Nu = carga axial de diseño normal a la sección - transversal, que ocurre simultáneamente con Vu.

Mu = momento debido a las cargas de diseño aplicadas en una sección Kg-m.

bw = centro del alma.

hw = altura total del muro desde la base a la - parte sup.

Resumen del diseño estructural de pantallas según las especificaciones del ACI-318-71.

- Determinación de las cargas de diseño. (9.3)

$U = 1.4D + 1.7L$

$U = 0.75\ (1.4D + 1.7L + 1.87E)$

$U = 0.9D + 1.43\ E.$

- Compresión axial.

a. $e < \frac{h}{6}$ =>está cargado de un modo razonablemente céntrico. (14.2)

Capacidad de carga.

$Pu = 0.55\ \emptyset\ f'c\ Ag\ \ 1\left[- \left(\frac{lc}{40h}\right)^2\right]$ $\emptyset = 0.70$ (9.2.1.2.b)

$Pu = 0.55\ \emptyset\ f'c\ Ag \left[1 - \left(\frac{Klc}{32h}\right)^2\right]$ Se considera el efecto de esbeltez.

Especificaciones.

1. $h > \frac{1}{25}\ lc$ ancho sin apoyo } El menor. Si no se cumple es un efecto de esbeltez y corrijo.

2. $h \geq 15$cm en los 4.5 mts. superiores.

$h \geq 15 + 2.5$ por cada 7.5 mts. o fracción hacia abajo.

3. $\left.\begin{array}{l} \rho h \geq 0.0025 \\ \rho v \geq 0.0015 \end{array}\right\}$ $\emptyset > N°5$

$\left.\begin{array}{l} \rho h \geq 0.0020 \\ \rho v \geq 0.0012 \end{array}\right\}$ $\emptyset \leq N°5$ malla soldada barras corrugadas con $fy \geq 4200$ Kg/cm^2.

4. $h > 25$ cm. el refuerzo se coloca en 2 capas paralelas.

Capa 1 $As_1 \geq \frac{1}{2}$ Ast y $\leq \frac{2}{3}$ Ast

$r \geq 5$ cm y $\frac{1}{3}$ h a partir de la sup. ext.

Capa 2 $As_2 = At - As_1$

$r \geq 2$ cm y $\frac{1}{3}$ h a partir de la sup. int.

$\emptyset \leq$ N°3 y S - espaciamiento $\leq$ 45 cm. centro a centro.

Mallas soldadas en forma de láminas planas.

5. Además de As mínimo debe haber 2 barras de 5/8" alrededor de aberturas de puertas y ventanas.
   ld = 60 cm. más allá de la esquina de la abertura.

6. Los muros de concreto reforzado deben anclarse

7. Tableros y muros confinados h $\geq$ 10 cm.

   1/30 de la distancia entre los elementos que lo confinan.

8. Muros exteriores de sótano.

   Muros de cimentación.

   Muros a prueba de fuego.

   Muros de división.

9. Aplastamiento.

   $\frac{Pu}{lch} \leq 0.85\ \emptyset\ f'c$

   h 20 cm.

b. $e > \frac{h}{6}$ => se diseña como columnas. (10.16)

Especificaciones.

1. $\rho v = 0.0012$ barras corrugadas $\leq 5/8"$ $fy = 4200$ kg/cm2

$\rho v = 0.0015$ otras barras corrugadas.

$\rho v = 0.0012$ malla soldada $\emptyset \leq 5/8"$

2. $S \leq 3h$.

≤ 45 cm.

3. $\rho h = 0.0020$

$\rho h = 0.0025$

$\rho h = 0.0020$

4. $S \leq 1.5\ h$

≤ 45 cm.

- Diseño por corte.

Es necesario refuerzo por corte cuando $vu > \frac{1}{2}\ vc$

$$- \; vu = \frac{Vu}{\phi hd} \qquad d = 0.8 \; lw \qquad vu \leq 2.6 \sqrt{f'c}$$

$$\left.\begin{array}{l} - \; vc = 0.9 \sqrt{f'c} + \dfrac{Nu}{4lwh} \\[2ex] vc = 0.16 \sqrt{f'c} + \dfrac{lw \; (0.33 \sqrt{f'c} + 0.2 \; Nu/lwh)}{\dfrac{Mu}{Vu} - \dfrac{lw}{2}} \end{array}\right\} \text{el menor}$$

$$- \; Nu - \text{compresión} \Rightarrow vc = 0.5 \sqrt{f'c}$$

$$Nu - \text{tracción} \Rightarrow vc = 0.5 \left(1 + 0.0285 \frac{Nu}{Ag}\right) \sqrt{f'c}$$

$$- \; Vu > \frac{Nc}{2}$$

$$Av \geq \frac{(Vu - Vc) \; bw \; S}{fy}$$

$$- \rho h = \frac{Av}{bws} = \frac{Vu - Vc}{fy} \geq 0.0025$$

$$S \leq lw/5$$

$$b \leq 3 \; h$$

$$s \leq 45 \text{ cm.}$$

- $\rho y = 0.0025 + 0.5\ (2.5 - \frac{hw}{lw})\ (\rho h - 0.0025)$

$S \leq lw/3$

$b \leq 3h$

$s \leq 45$ cm

- <u>Flexocompresión</u>.

- $Pe \leq 0.4\ Pb$

$\sigma t = \frac{6\ Mu}{bh^2} \geq 0.30\sqrt{f'c}$

$As = (\frac{14}{fy})\ hd \rightarrow$ en los extremos del muro

- $Pe \leq 0.4\ Pb$

$\sigma t < 0.30\sqrt{f'c}$

$As = 0.0025\ Ag$ - mínimo necesario

- $Pe > 0.4\ Pb$

1. Arriba y abajo de la intersección, refuerzo de confi

namiento a una longitud = h; 45cm; $\frac{1}{6}$ lw

2. Para espiral.

$$\rho s \geq 0.45 \left(\frac{Ag}{Ac} - 1\right) \frac{f'c}{fy} \leq 0.12 \frac{f'c}{fy}$$

3. Refuerzo en forma de anillo rectángular.

$$Ash = \frac{lh\rho s\ Sh}{2}$$

$$Sh \leq 10cm.$$

$$ld = 0.075\ fy \frac{db}{\sqrt{f'c}} \geq 0.0043\ fy\ db \geq 40\ cm.$$

NOMENCLATURA:

D - carga permanente.

L - sobrecarga.

E - sismo.

U - resitencia requerida para las cargas de diseño.

lc - distancia vertical entre apoyos.

h - espesor total (en cm.)

Ag - área total de la sección.

vu - tensión cortante nominal total de diseño.

Vu - fuerza cortante total de diseño aplicado en la sec.

d - distancia de la fibra más alejada en compresión al centroide del refuerzo a tracción -- (cm.)

lw - longitud horizontal del muro.

Nu - carga axial de diseño normal a la sección - transversal, que actua simultáneamente con Vu.

Mu - momento debido a las cargas de diseño aplicadas en una sección Kg-m.

hw - altura total del muro desde la base a la -- parte superior.

As - área del refuerzo no presforzado en tracción.

3.3.3 Método de diseño mediante la fórmula de Cárdenas Hanson - Corley y Hognestad (PCA).

Otro de los métodos de diseño para pantallas rectángular bajo sistemas de fuerzas es el de la ecuación simplificada de Cárdenas y colaboradores para la estimación de la resistencia a flexión de dichas secciones con acero vertical uniformemente distribuido.

Esta solución ha sido desarrollada de acuerdo a las especificaciones de la sección 10.2 del ACI-318-71, la cual indica que:

10.22 Las deformaciones en el acero de refuerzo y en el concreto se suponen directamente proporcionales a la distancia al eje neutro.

10.23 La máxima deformación unitaria útil en la fibra extrema a compresión del concreto se supondrá igual a 0.003.

10.24 La tensión en el acero de refuerzo inferior a la resistencia especificada en el punto cedente, fy, debe tomarse como el producto de Es por la deformación unitaria del acero Es.

10.25 La resistencia a tracción del concreto se desprecia.

10.26 La relación entre la distribución del esfuerzo - de compresión en el concreto y su deformación unitaria se -- puede suponer que es un rectángulo, trapecio, paralelo o -- cualquier otra forma que coincida con los resultados de ensayos de compresión.

10.27 Los requisitos de la especificación anterior se pueden considerar satisfechos si se emplea una distribución rectángular del esfuerzo en el concreto, la cual se define - como sigue: una tensión en el concreto de 0.85 f'c uniformemente distribuido en una zona de compresión equivalente, que esté limitada por los extremos de la sección transversal y - una línea recta paralela al eje neutro, a una distancia -- $a = \beta_1 . c$ medida a partir de la fibra de deformación máxima de compresión. La distancia c desde la fibra de deformación unitaria máxima al eje neutro se medirá en la dirección perpendicular a dicho eje.

El factor β_1 deberá tomarse como 0.85 para resistencias, f'c, hasta de 280 Kg/cm^2, y se disminuirá 0.05, en forma uniforme por cada 70Kg/cm^2 de aumento sobre 280 Kg/cm^2.

La figura III-24-a muestra la sección transversal de una pantalla rectángular sometida a la acción combinada de flexión y carga axial. El área total de refuerzo As se supone como un línea continúa de acero a todo lo largo del -

sentido longitudinal de la pared. La distribución de deformaciones supuestas en el estado último se muestra en la figura III-24-b. Esta implica que la carga que produjo la falla es menor que la carga en la condición balanceada.

Las figuras III-24-c y d representan la distribución de tensiones en el concreto y en el acero. De un análisis de fuerzas tenemos que las compresiones han de ser iguales a las tracciones, o lo que es lo mismo que la sumatoria de fuerzas debe ser igual a cero.

Conociendo que $\sigma = P/A$ y despejando P tenemos -- que $P = \sigma \times A$, por lo que de las figuras III-24-c y d tene-- mos:

Fuerzas de compresión:

$0.85\ f'c \times \beta_1\ ch$ -> compresión en el concreto.

$fy\ (c - \beta c)\ h\rho + fy\ \beta c\ \frac{1}{2}\ \rho h$ -> compresión en el - acero.

$\rho = \frac{As}{b \times h}$ => $As = \rho \times b \times h$

Fuerzas de tracción:

Nu -> carga axial.

$fy\ \beta c\ \frac{1}{2}\ \rho h + fy\ (lw - c - \beta c)\ \rho h$ -> tracción en el acero.

Como las fuerzas de compresión deben ser iguales a las de tracción tenemos:

$$0.85\ f'c\ \beta_1\ ch + fy\ (c - \beta c)\ h\rho + fy\ \beta c\ \frac{1}{2}\ \rho h = Nu + fy\beta c\frac{1}{2}\rho h + fy\ (lw - c - \beta c)\ \rho h$$

Simplificando:

$$\boxed{0.85\ f'c\ \beta_1 ch + fy(c-\beta c)\rho h = Nu + fy\ (lw-c-\beta c)\rho h} \qquad (55)$$

Si en la ecuación (55) sustituimos

$$W = \frac{\rho fy}{f'c}$$

$$\alpha = \frac{Nu}{lwhf'c}$$

Tenemos:

$$0.85f'c\beta_1 ch + wf'c\ hc(1-\beta) = wf'ch(lw-c(1+\beta)) + \alpha\ lwhf'c$$

Simplificando:

$$0.85\beta_1 ch + 2\ whc - whlw - \alpha\ lwh = 0$$

Sacando c y lw factor común

$$c\,(0.85\,\beta_1\,h + 2\,wh) = lw\,(wh + \alpha\,h)$$

De donde:

$$\boxed{\frac{c}{lw} = \frac{Wx\alpha}{0.85\,\beta_1 + 2w}} \qquad (56)$$

La ecuación (56) determina la distancia desde la fibra extrema de compresión al eje neutro.

Para determinar el momento último resistente de la sección, tomaremos momentos en el punto de aplicación de Cc, con lo que resulta:

$$Mu = Nu\,\frac{lw}{2} - \frac{\beta_1\,x\,c}{2} + fyph(c-\beta c)\left(\frac{\beta_1 c}{2} - \frac{(c.\beta c)}{2}\right) - \frac{\beta c\,fyph}{2}$$

$$\left(c - \frac{2}{3}\,\beta c - \frac{\beta_1 c}{2}\right) + \frac{\beta c\,fyph}{2}\left(c + \frac{2}{3}\beta c - \frac{\beta_1 c}{2}\right) + fyph/lw-c-\beta c)$$

$$\left(\frac{lw}{2} - \frac{c}{2} - \frac{\beta c}{2} + \beta c + c - \frac{\beta_1 c}{2}\right)$$

Desarrollando la ecuación y simplificando:

$$Mu=Nu\left(\frac{lw}{2} - \frac{\beta_1 c}{2}\right) + fyph\left(\frac{lw^2}{2} - \frac{\beta_1 c lw}{2} + \beta_1 c^2 - c^2 - \frac{\beta^2 c^2}{3}\right)$$

Sacando lw^2 factor común en el segundo miembro:

$$Mu = Nu\frac{lw}{2} - Nu\frac{\beta_1 c}{2} + fy\rho h\ lw^2 \left[\frac{1}{2} - \frac{\beta_1 c}{2lw} + \frac{c^2}{lw^2}\left(\beta_1 - c - \frac{\beta^2 c^2}{3}\right)\right]$$

Sabiendo que $As = \rho h\ lw$ y ordenando términos

$$\boxed{Mu = Asfylw\ \left\{\left(1+\frac{Nu}{2Asfy}\right)\left(\frac{1}{2} - \frac{\beta_1 c}{2lw}\right) - \frac{c^2}{lw^2}\left(1 + \frac{\beta^2}{3} - \beta_1\right)\right\}} \qquad (57)$$

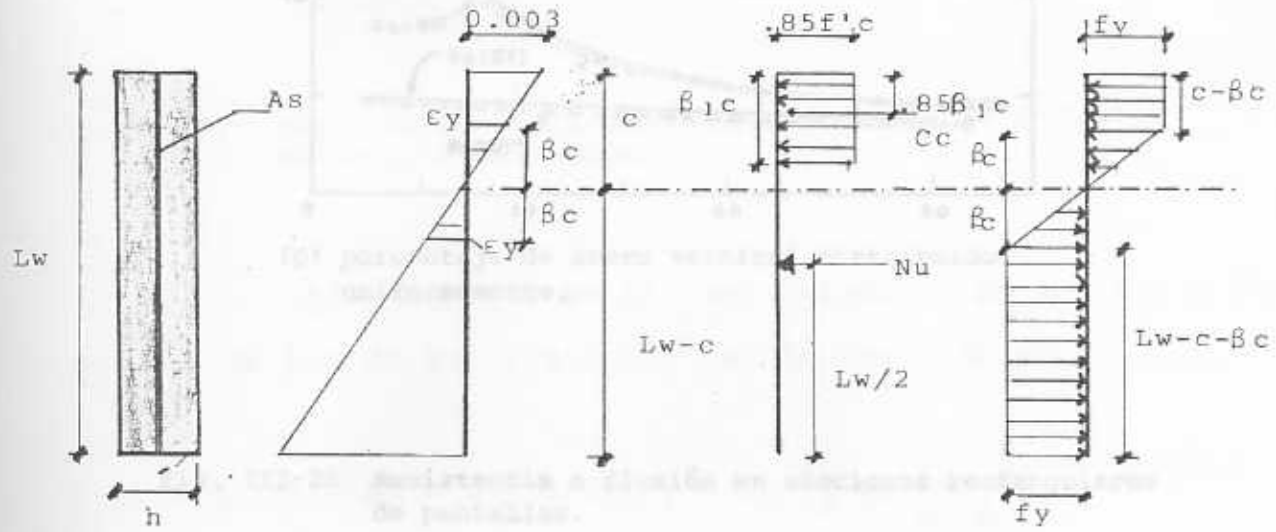
La expresión (57) puede aproximarse sin ninguna pérdida de exactitud, eliminando los términos que contienen c^2/lw^2 y despreciando β_1, con lo que se reduce a:

$$\boxed{Mu = 0.5\ Asfylw\ \left(1 + \frac{Nu}{Asfy}\right)\ \left(1.\ \frac{c}{lw}\right)} \qquad (58)$$

La figura III-25 muestra la comparación de los resultados utilizando la expresión 57 y 58 para diferentes cantidades de refuerzo de flexión uniformemente distribuidos. se presentaron 2 valores de carga de compresión Nu = 0 y Nu = 0.25 f'clwh. Los resultados muestran para el caso de flexión pura Nu = 0, la expresión aproximada 58, compara muy bien los resultados de la expresión 57.

Las demostraciones anteriores se limitan a paredes de corte rectángulares con refuerzo uniformemente distribuido y sometidos a una carga axial menor que la que produce

la falla de flexión balanceada. En la práctica la magnitud de la carga axial de compresión es en la mayoría de los casos menor que Nu = 0.25 f'clwh. Si bien la expresión 57 es aplicable a valores mayores a Nu = .425β_1f'clwh, la ecuación de resistencia a flexión propuesta se deberá aplicar a la mayoría de las paredes de corte encontradas en la práctica.



a) Sección Transversal

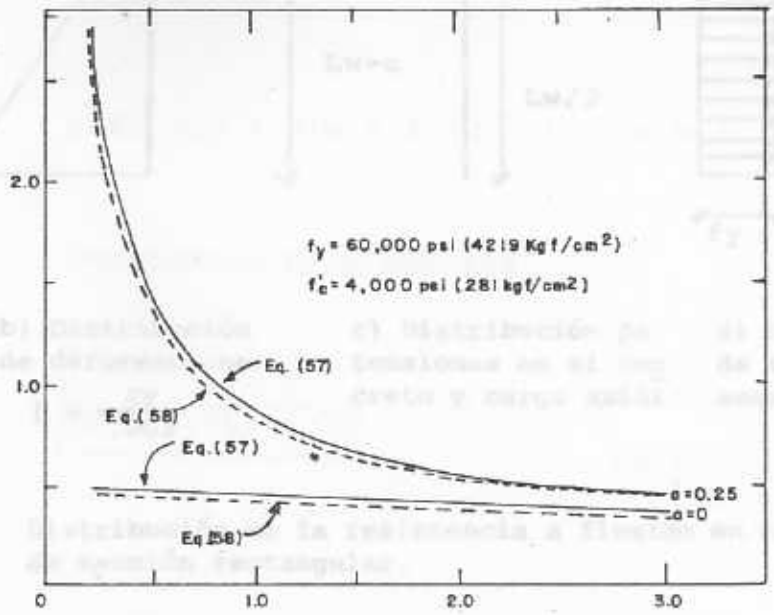
b) Distribución de deformaciones $\beta = \frac{\varepsilon y}{.003}$

c) Distribución de tensiones en el concreto y carga axial

d) Distribución de tensiones en acero

Fig. III-24 Distribución de la resistencia a flexión en pantallas de sección rectangular.

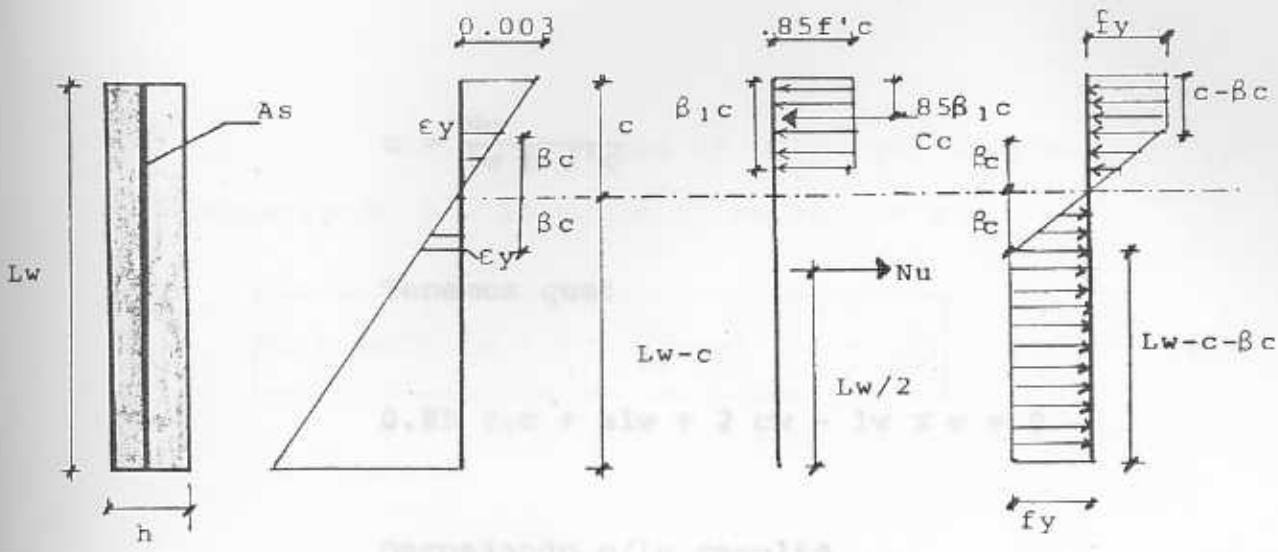
Resistencia
a flexión
Asf y Lw



(ρ) porcentaje de acero vertical distribuido uniformemente.

Fig. III-25 Resistencia a flexión en secciones rectangulares de pantallas.

La deducción de la fórmula de Mu en la cual se basa el método de Cárdenas está hecha en base a que Nu (carga axial) es de compresión; en el caso en que dicha carga sea de tracción se tendrá:



a) Sección Transversal

b) Distribución de deformaciones $\beta = \frac{\varepsilon y}{.003}$

c) Distribución de tensiones en el concreto y carga axial

d) Distribución de tensiones en acero

Fig. III-26 Distribución de la resistencia a flexión en pantallas de sección rectangular.

Al igual que en el caso anterior las fuerzas a compresión han de ser iguales a las de tracción por lo que:

$$0.85\ f'c\beta_1 ch + Nu + fy\ (c-\beta c)\rho h + fy\ \frac{\beta c}{2}\ \rho h$$ fuerza de compresión.

$$= fy\ (lw-c-\beta c)\rho h + fy\ \frac{\beta c}{2}\ \rho h$$ - fuerza de tracción.

Simplificando

$$\boxed{0.85\ f'c\beta_1 ch + Nu + 2\ fy\ c\rho h = fy\rho hlw} \qquad (59)$$

Si:

$$W = \frac{\rho fy}{f'c} \quad y$$

$$\alpha = \frac{Nu}{lw\ h\ f'c}$$

Tenemos que:

$$0.85\ \beta_1 c + \alpha lw + 2\ cw - lw\ x\ w = 0$$

Despejando c/lw resulta

$$\boxed{\frac{c}{lw} = \frac{w - \alpha}{0.85\beta_1 + 2w}} \qquad (60)$$

Distancia de la fibra extrema de compresión al eje neutro.

Para determinar el momento último Mu, tal como en el caso anterior, se tomaran momentos en el punto de aplicación de Cc:

$$Mu = -Nu\left(\frac{lw}{2} - \frac{\beta_1 c}{2}\right) - fy\ \frac{\beta c}{2}\ \rho h\left(c.\frac{2}{3}\ \beta c - \frac{\beta_1 c}{2}\right) + fy\ (c-\beta c)\rho h\{$$

$$\left\{\frac{\beta_1 c}{2} - \left(\frac{c - \beta C}{2}\right)\right\} + fy\ \frac{\beta c}{2}\ \rho h\ \left(C + \frac{2}{3}\ \beta c - \frac{\beta_1 c}{2}\right) +$$

$$+\ fy\ (lw - c - \beta c)\ \rho h\left(c + \beta c + \frac{lw-c-\beta c}{2} - \frac{\beta_1 c}{2}\right)$$

Desarrollando la ecuación y simplificando

$$\boxed{Mu = As\ fy\ lw\left\{\frac{c^2}{lw^2}\left(\beta_1 - 1 - \frac{\beta^2}{3}\right) + \left(1 - \frac{Nu}{fy\ As}\right)\left(\frac{1}{2} - \frac{\beta_1 C}{2lw}\right)\right.} \qquad (61)$$

Eliminando los términos que contienen c^2/lw^2 y - despreciando β_1, la ecuación se reduce a:

$$\boxed{Mu = Asfy\ lw\ \left(1 - \frac{Nu}{fy\ As}\right)\left(1 - \frac{c}{lw}\right)} \qquad (62)$$

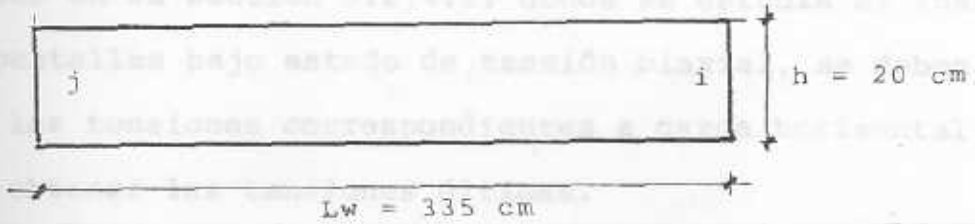
3.3.3.1 Ejemplos representativo de la aplicación del método de diseño por la fórmula de Cárdenas.

Sea la pantalla de la figura cuyas características son las siguientes:

longitud = L_w = 335 cms.

espesor = h = 20 cms.

área = A = 6700 cm^2



Las tensiones de servicio actuantes sobre dicha pantalla originada por carga horizontal provenientes de un análisis estructural son:

$$\sigma_j = -94.2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_i = 94.2 \text{ Kg/cm}^2$$

Por otra parte la tensión normal última de diseño corresponde a las cargas verticales, o sea el peso propio de la losa, peso tabiquería, friso y peso propio de la pantalla, como cargas permanentes; y como sobrecarga, una cierta carga según el uso de la estructura a la cual pertenece la pantalla. Esta tensión está actuando en forma uniforme a lo largo de la pantalla y en este caso vale:

$$\sigma_{uy} = -40.0 \text{ Kg/cm}^2$$

Antes de combinar las tensiones correspondientes a carga vertical y horizontal, según como se especificó en la sección 3.2.4.1, donde se estudia el análisis de pantallas bajo estado de tensión biaxial, se deben mayorar las tensiones correspondientes a carga horizontal, para así obtener las tensiones últimas.

El factor de mayoración correspondiente es 1.87 según lo específica el Código ACI-71; las tensiones correspondientes a carga vertical no se mayoran en este caso, pués durante el proceso de cálculo, ya se consideró dicho factor de mayoración. Esta mayoriración se hace ya que la fórmula de Cárdenas corresponde al estado último de resistencia.

Tensiones últimas correspondientes a - carga horizontal.

$$\sigma_{uj} = -\ 176.2\ Kg/cm^2$$

$$\sigma_{ui} = 176.2\ Kg/cm^2$$

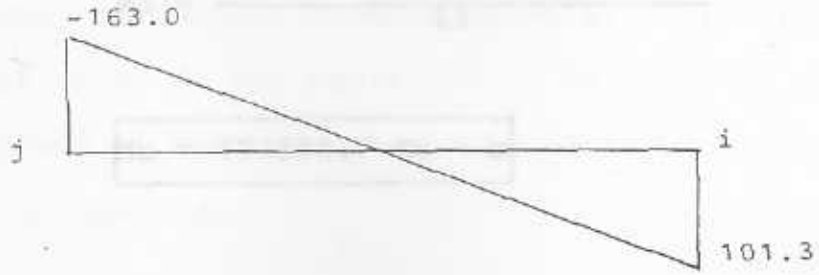
Al combinar las tensiones anteriores - con la σuv según como lo especifica el punto 3.2.4.1, tenemos que las tensiones últimas de diseño son:

$$\sigma_u = 0.75\ (\sigma_v \pm \sigma'')$$

$$\sigma_u = 0.75\ (-40.0 \pm 176.2)$$

$$\sigma_{uj} = -\ 163.0\ Kg/cm^2$$

$$\sigma_{ui} = 101.3\ Kg/cm^2$$



Debido a que la fórmula de Cárdenas -- trabaja con fuerzas y no con tensiones, se deben transformar dichas tensiones últimas en un sistema equivalente de fuerza axial y momento flector, esto se obtiene mediante las ecua-- ciones deducidas en el punto 3.3.1.

$$P = \left(\frac{\sigma_i + \sigma_j}{2} \right) . L.h$$

$$M = \left(\frac{\sigma_i + \sigma_j}{12} \right) . L^2 . h$$

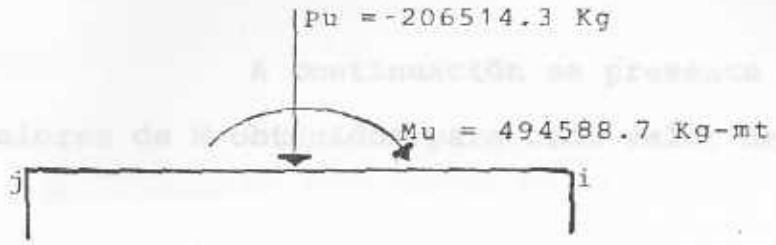
Al aplicar estas ecuaciones al diagrama de tensiones se obtiene el sistema equivalente de fuerza axial y momento flector.

$$Pu = \frac{(101.3 - 163.0)\ 335 \times 20}{2}$$

$$Pu = -\ 206514.3 \text{ Kg} \downarrow \text{(compresión)}$$

$$Mu = \frac{(101.3 - 163.0)\ 335^2 \times 20}{12}$$

$$\boxed{Mu = 494588.7 \text{ Kg} - \text{m}}$$



Una vez obtenidas Pu, Mu podemos hacer uso de la fórmula de Cárdenas para conocer el área de acero necesaria para resistir la flexocompresión uniaxial.

La fórmula de Cárdenas simplificada es:

$$M = As\ fy\ lw\ \left(1 + \frac{Nu}{Asfy}\right)\left(1 - \frac{c}{lw}\right)$$

$$\frac{c}{lw} = \frac{w + \alpha}{0.85\ \beta_1 + 2w} \qquad w = \rho\ \frac{fy}{f'c} \qquad \alpha = \frac{Nu}{lw\ h\ f'c}$$

Debido a que resulta complicado despejar As de la ecuación, hacemos uso de la ecuación mediante un proceso de tanteo, suponiendo un área de acero y determinando el valor de Mu, hasta que el valor de Mu obtenido, que corresponde al momento resistente de la pantalla, sea mayor que el Mu actuante.

A continuación se presenta una tabla - con los valores de M obtenidos para cada valor de As,

ρ	As(cm^2)	w	α	$w+\alpha$	$0.85\beta_1+2w$	c/lw	Mu(Kg-m)
0.0075	50.25	0.15	0.123	0.273	1.023	0.267	561918.0
0.0050	33.50	0.10	0.123	0.223	0.923	0.242	475115.0
0.0060	40.20	0.12	0.123	0.243	0.963	0.252	510345.0

Al observar la tabla se ve que para -- ρ = 0.0075 el momento resistente es mayor que el momento actuante, por lo que se puede concluir que con el primer tanteo el problema está resuelto, pero debido a que la diferencia entre ambos momentos es muy grande, no se escoge a ese ρ como el correspondiente porcentaje de acero para resistir a la flexión, sino que se procede con otros tanteos hasta obtener un ρ cuyo correspondiente momento resistente sea ligeramente mayor al momento actuante. En sucesivos tanteos realizados se obtuvo que el ρ correspondietne para resistir la -- flexocompresión es:

$$\boxed{\begin{array}{l} \rho = 0.006 \\ \\ As = 40.20\ cm^2 \end{array}}$$

NOMENCLATURA:

Mu - momento resistente de diseño en la sección

As - área total del refuerzo vertical en la sección.

fy - resistencia especificada en el punto cedente del refuerzo vertical

lw - longitud horizontal de la pantalla.

Nu - carga axial de diseño positiva si es de compresión.

c - distancia de la fibra extrema de compresión al eje neutro.

Ø - factor de reducción de capacidad.

h - espesor de la pantalla.

ρ - As / lw x h.

β - E x /0.003

f'c- resistencia especificada a la compresión - del concreto.

3.3.4 Método de diseño utilizando Diagramas de Interacción

Los diagramas de interacción representan la capacidad resistente de una sección sometida a una serie de combinaciones de carga axial y momento flector. Se denominan elementos bajo flexocompresión uniaxial a aquellos que están sometidos a una acción combinada de carga axial y de momento flector en la dirección de uno de los ejes principales del elemento. Los diagramas de interacción representan la capacidad resistente de un elemento en su estado de agotamiento resistente.

La figura III-27 muestra un diagrama de interacción típico; cualquier punto de la curva representa una combinación de momento flector y carga axial que hace que el elemento alcance su estado de agotamiento resistente. En los diagramas de interacción, sobre el eje vertical se representa la carga axial que puede ser de compresión o de tracción, y sobre el eje horizontal se representa el momento flector. Los puntos del lado de adentro de la curva corresponden a combinaciones de momento flector y carga axial para los cuales el elemento aún no ha alcanzado su estado de agotamiento resistente. Los puntos del lado de afuera de la curva representan combinaciones de carga axial y momento flector que no puede resistir la sección, por que ya habrá alcanzado su es-

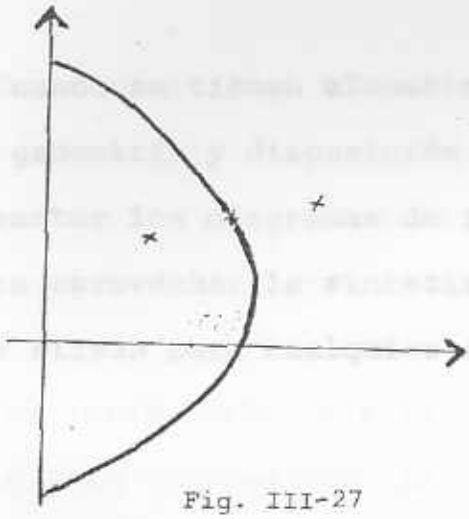


Fig. III-27

tado de agotamiento resistente. Los diagramas de interacción se utilizan para calcular la capacidad resistente a la flexocompresión uniaxial de elementos de concreto armado. Para cada tipo de elemento de acuerdo a la geometría de la sección la disposición del refuerzo y la calidad los materiales utilizados, es posible trazar un diagrama de interacción. De esta manera, se observa que el cálculo de la resistencia a la flexocompresión uniaxial se resuelve al determinar el diagrama de interacción correspondiente. Para definir un diagrama de interacción se calcula la capacidad resistente para varios estados de solicitacion característicos como son el estado de compresión axial pura, el estado de tracción axial pura, el estado de solicitaciones que produce la falla balanceada, el estado de momento flector puro, etc., y finalmente se definen otros puntos intermedios del diagrama con varios estados de solicitación combinada de momento flector y carga axial. Todos los cálculos de capacidad resistente se hacen en base a las hipótesis usuales en la teoría del concreto armando.

Cuando se tienen elementos con características similares de geometría y disposición del refuerzo, es conveniente representar los diagramas de interacción en forma adimensional para aprovechar la sintetización de la información de manera que sirvan para cualquier sección de estas características.

Entre los elementos de concreto armado que pueden ser dimensionados con este procedimiento están las pantallas o muros estructurales.

Estos elementos, debido a su forma, tienen poca rígidez en dirección perpendicular a su plano y por lo tanto, poca capacidad resistente a momentos en esta dirección; al contrario, por su gran rígidez en la dirección logitudinal son capaces de absorver grandes momento flectores en esa dirección. En una estructura a base de pantallas se disponen pantallas según "x" para resistir sismo según "x", y pantallas según "y" para resistir sismo según "y". De esta manera, las pantallas deben estar diseñadas para soportar además de las cargas verticales por gravedad, los momentos de volcamiento producidos por las fuerzas horizontales que simulan la acción dinámica de los terremotos. Se supone que las pantallas solo tomarán el momento que actúa en la dirección de su plano y la carga axial por gravedad; y por ello son diseñados como elementos sometidos a flexocompresión uniaxial.

Generalmente las pantallas de un edificio de construcción tipo industrializada cumplen una doble función: como elemento estructural y como elemento de cerramiento, por lo que en un sistema de piso son continuas, y tienen formas diversas de [, ⊔ , ⊢ , ⊤ , etc. En rigor, la obtención de diagramas de interacción para tales secciones es perfectamente factible, sin embargo dada la amplia variación de los parámetros y de la información necesaria, se complica la disponibilidad de diagramas de interacción adimensionales para tales secciones. Una posible aproximación para el diseño sería la de separar estas pantallas de forma compuesta en subelementos definidos por pantallas rectangulares.

Esta aproximación se considera buena bajo la hipótesis de que cada sub-elemento tomará el momento actuante en al dirección de su plano. Así por ejemplo, una pantalla en forma de [, sometida a momentos según "x" y según "y", como se muestra en la figura III-28 podría aproximarse para el diseño en dos sub-elementos que tomarían, el momento correspondiente a la dirección de su plano.

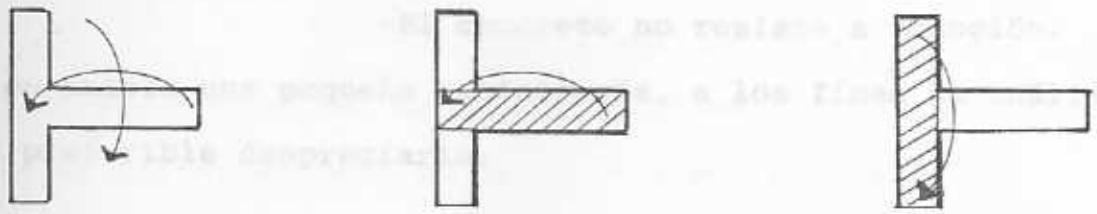


Fig. III-28

Esta es una aproximación que podría hacerse en caso de que no se dispongan de diagramas de interacción para secciones completas, pero en todo caso, de hacerse, se deberán diseñar conservadoramente las secciones rectangulares definidas con los sub-elementos.

3.3.4.1 Pantallas de Sección Rectangular

Dada la importancia del comportamiento de las pantallas de sección rectangular se estudia la determinación de los diagramas de interacción adimensionales de las mismas. Estos diagramas adimensionales se pueden desarrollar haciéndo el planteamiento analítico del problema de acuerdo a las hipótesis básicas de la teoría del concreto armado, estas hipótesis son:

-Las secciones transversales que originalmente eran planas, permanecen planas luego de la deformación.

-El concreto no resiste a tracción. Si bien existe una pequeña resistencia, a los fines de análisis es preferible despreciarla.

-El acero de refuerzo tiene un comportamiento ideal elastoplástico, es decir, hasta una cierta ten-

sión se comporta como un cuerpo elástico cumpliendo la ley de Hooke, y a partir de dicha tensión, denominada de "cedencia" se desarrollan deformaciones sin que se produzca aumento alguno de la tensión aplicada. Figura III.29

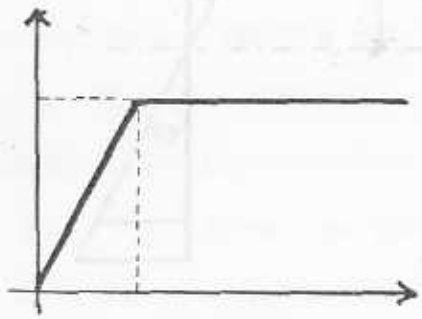


Fig. III-29

-El diagrama de tensiones en el concreto se supone conocido como un bloque rectangular de tensiones con una tensión de compresión máxima de 0.85_{*} f'c siendo f'c la resistencia especificada del concreto a la compresión y con una profundad del bloque de $\beta_1 * c$, siendo β_1 un parámetro que varía de acuerdo a la calidad del concreto, y c la profundad del eje neutro. Figura III-30

-Se supone una completa adherencia concreto-acero o lo que es igual, un mismo diagrama de deformaciones unitarias para ambos materiales. Figura III-30.

-Se admite que la falla frágil ocurre

cuando se alcanza en el concreto una deformación unitaria de 0.003 y la falla dúctil cuando el acero alcanza su deformación unitaria cedente (εy), antes de que el concreto alcance su deformación unitaria máxima de 0.003 (Fig. III-30)

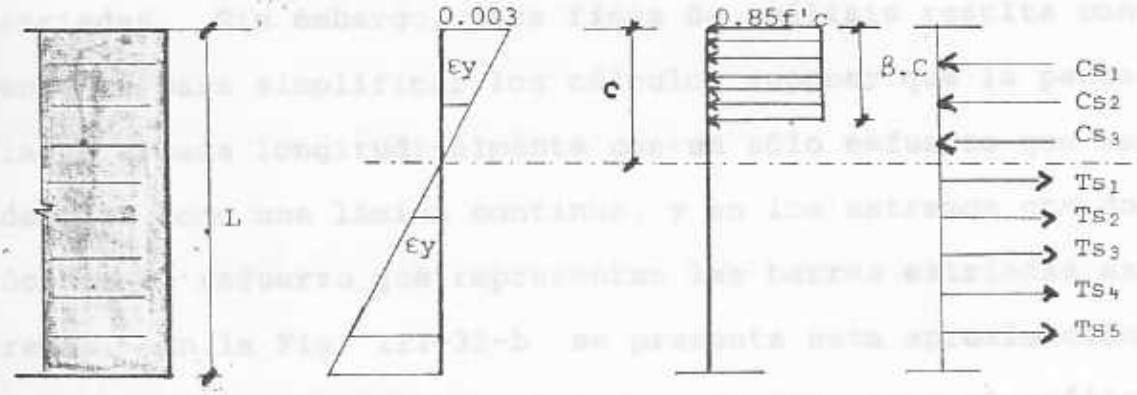


Fig. III-30

Generalmente una pantalla rectangular va armada con acero en sus dos caras, y también se dispone acero en sus extremos, como se indica en la pantalla de la Fig. III-31-a. El acero que se dispone longitudinalmente en las dos caras puede estar constituido por barras estriadas,

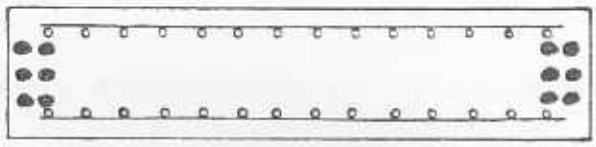


Fig. III-31-a

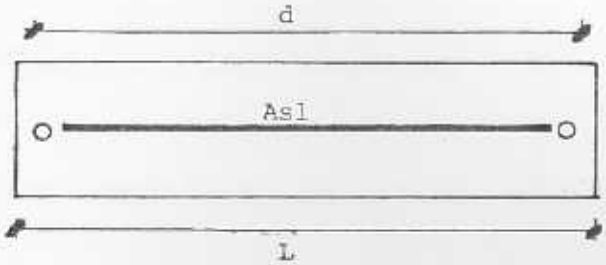


Fig. III-31-b

o más convenientemente, por mallas electrosoldadas para de - esta manera facilitar su colocación. El acero adicional que se dispone en los extremos es para aumentar la resistencia a la flexocompresión y se provee generalmente mediante barras estriadas. Sin embargo, para fines de análisis resulta conveniente para simplificar los cálculos suponer que la pantalla va armada longitudinalmente con un sólo esfuerzo que se idealiza como una lámina continua, y en los extremos con dos núcleos de refuerzo que representan las barras estriadas extremas. En la Fig. III-31-b se presenta esta aproximación y además se indica la nomenclatura a emplear para el análisis.

En la determinación de los diagramas de interacción adimensionales para pantallas rectangulares es - necesario definir varios parámetros tales como, la calidad - del acero de refuerzo que suele ser del tipo de barras con-- vencionales o de mallas electrosoldadas, la resistencia especificada a la compresión del concreto, la relación de recu-- brimiento, y la relación de los porcentajes de los aceros - utilizados.

a) CAPACIDAD A COMPRESION AXIAL PURA

La compresión axial última vendrá dada por la expresión:

$$Pu = \emptyset \left[0.85\ f'_c\ (Ag - Ast) + Ast\ fy \right]$$

donde: Ast = Asl + Ase, si desarrollamos se obtiene:

$$Pu = \emptyset \left[0.85\ f'_c\ (Ag - Asl - Ase) + Asl.fyl + Ase.fye \right] \quad (63)$$

por otra parte se tiene que:

$\gamma = \frac{d}{l}$ (relación de recubrimiento)

$Ag = b.L \longrightarrow Ag = \frac{b\ .\ d}{\gamma}$

$Asl = \rho l\ .\ b\ .\ d$

$Ase = \rho e\ .\ b\ .\ d$

sustituyendo estas expresiones en la ecuación (62) resulta -

$$Pu = \emptyset \left[0.85\ f'_c\ (b\ .\ d/\gamma - \rho l\ .\ b\ .\ d - \rho e\ .\ b\ .\ d) + \right.$$

$$\left. + fyl\ .\ \rho l\ .\ b\ .\ d + fye\ .\ \rho e\ .\ b\ .\ d \right]$$

si sacamos factor común Ø bd se obtiene el valor de la carga

axial específica $\frac{Pu}{\emptyset\, b\, .\, d}$

$$\frac{Pu}{\emptyset\, b\, .\, d} = 0.85\, f'_c\, (1/\gamma - \rho l - \rho e) + fyl\, .\, \rho l + fye\, .\, \rho e \qquad (64)$$

Esta expresión define la capacidad resistente de la sección - bajo compresión axial pura.

b) CAPACIDAD A TRACCION AXIAL PURA

Bajo la hipótesis de que el concreto no resiste tracciones la capacidad a tracción axial pura vendrá dada por:

$$Pu = \emptyset\, [fyl\, .\, Asl + fye\, .\, Ase]$$

de donde: $Asl = \rho l\, .\, b\, .\, d$

$Ase = \rho e\, .\, b\, .\, d$

$$Pu = \emptyset\, [fyl\, .\, \rho l\, .\, b\, .\, d + fye\, .\, \rho e\, .\, b\, .\, d]$$

calculando la carga axial específica $\frac{Pu}{\emptyset\, b\, .\, d}$

$$\frac{Pu}{\emptyset\, b\, .\, d} = fyl\, .\, \rho l + fye\, .\, \rho e \qquad (65)$$

Esta expresión define la capacidad resistente de la sección - bajo tracción axial pura.

c) CAPACIDAD A FLEXOCOMPRESION UNIAXIAL

Para una posición cualquiera del eje neutro se van a calcular las expresiones de la carga axial específica $\frac{Pu}{\emptyset\ b.d}$ y -- del momento específico $\frac{Mu}{\emptyset\ b.d^2}$; para ello es necesario previamente definir los niveles de tensión a los que se encuentran sometidos cada uno de los elementos de acero para esta posi-- ción cualquiera del eje neutro. Observando la figura III-32 , mediante relaciones de triángulos y sabiendo que Ecu = 0.003 se tiene:

$$\frac{0.003}{c} = \frac{Ese_1}{c-S_1}$$

donde: Ese_1 = deformación unitaria del acero extremo a compresión.

S_1 = profundidad del acero extremo a compresión.

$$\frac{0.003}{c} = \frac{Ese_2}{c-S_2}$$

donde; Ese_2 = deformación unitaria del acero extremo

S_2 = profundidad del acero extremo a tracción.

$$\frac{0.003}{c} = \frac{Esli}{c-Si}$$

donde: Esli = deformación unitaria para el acero longitudinal i.

Si = profundidad del acero longitudinal i.

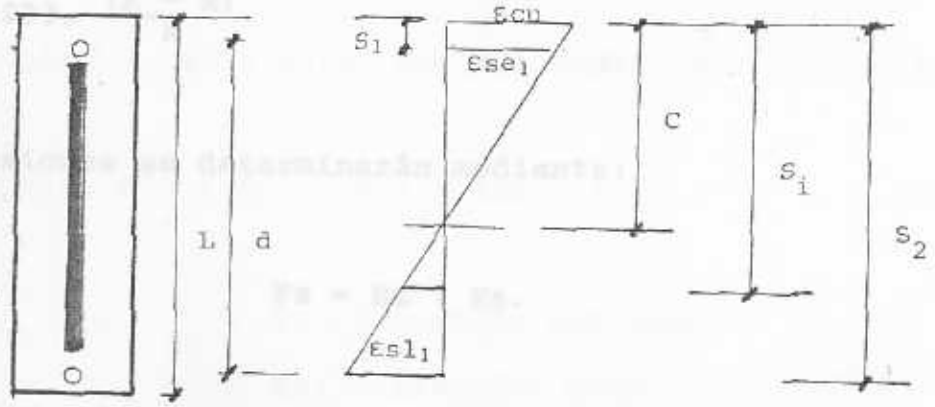


Fig. III-32

Si llamamos: $c = k.d$ $S_1 = R_1.d$

$Si = Ri.d$ $S_2 = R_2.d$

Sustituyendo en las ecuaciones de deformación y despejando se obtiene:

$$EsLi = 0{,}003 . \frac{(K - Ri)\ d}{Kd}$$

$$Es_1 = 0{,}003 . \frac{(K - R_1)\ d}{Kd}$$

$$Es_2 = 0{,}003 . \frac{(K - R_2)\ d}{Kd}$$

En general:

$$Es = 0.003 . \frac{(K - R)}{K}$$

Las tensiones se determinarán mediante:

$$Fs = Es . Es.$$

Cuando $|Es| > Ey$, la tensión es fy con su signo.

Si el acero está trabajando a compresión se debe reducir la capacidad resistente de la sección debido al concreto desplazado por el acero; esta reducción se puede hacer mediante la expresión: Fs = Fs original - 0.85 f'c.

Nótese que las expresiones anteriormente deducidas son válidas aplicando la convención de signos de que las tensiones y deformaciones a compresión son positivas y las de tracción negativas obteniéndose los tres casos:

$$Esi > \frac{fy}{Es} \quad \therefore \quad Fsi = fy$$

$$\frac{fy}{Es} > Esi > -\frac{fy}{Es} \quad \therefore \quad Fsi = Esi, Es$$

$$Esi \leq -\frac{fy}{Es} \quad \therefore \quad Fsi = -fy$$

De esta manera quedan definidos los niveles de tensión para - todos los aceros de la sección.

La capacidad a carga axial última vendrá dada por la expresión

$$Pu = \emptyset \left[0.85\ f'c\ .\ \beta_1 .\ c.b + \sum_{i=1} Asi\ .\ Fsi\right] \qquad (66)$$

donde; Fsi = tensión del acero i

Asi = area del acero i

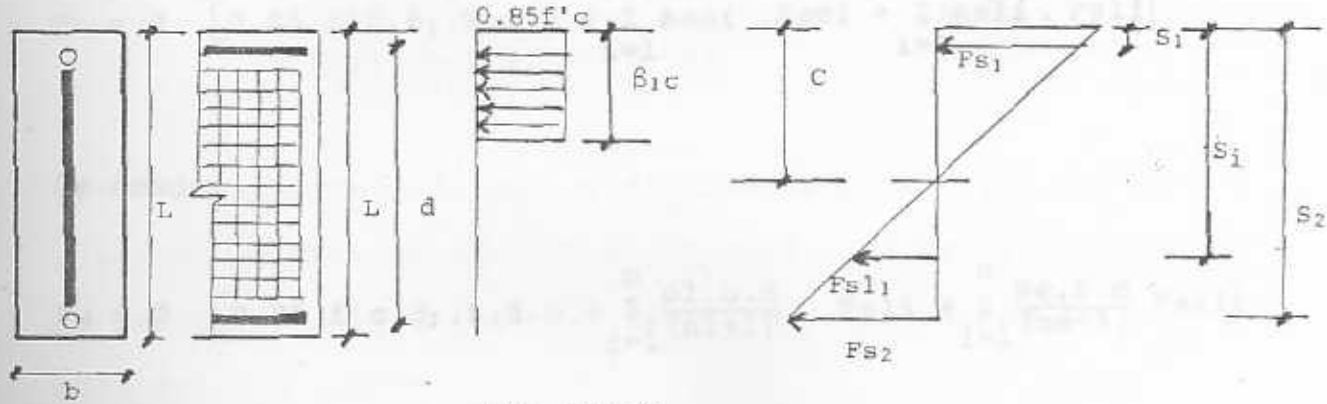


Fig. III-33

Pero además se tiene:

$$AsL = (nl + 1)\ Asli \rightsquigarrow Asli = \rho l.b.d/(nl + 1)$$

$$Ase = (ne + 1)\ Asei \rightsquigarrow Asei = e.b.d/(ne + 1)$$

donde:

nl = número de elementos del acero longitudinal,

ne = número de elementos del acero extremo.

llamamos: $c = K.d$

Si sustituimos en la expresión (66) resulta:

$$Pu = \emptyset \left[0.85\ f'c.\beta_1.K.d.b + \sum_{i=1}^{n} Asei\ .Fsei + \sum_{i=1}^{n} Asli\ .\ Fsli\right]$$

de donde:

$$Pu = \emptyset \left[0.85\ f'c.\beta_1.K.d.b + \sum_{i=1}^{n} \frac{\rho l.b.d}{(nl+1)}\ .\ Fsli + \sum_{i=1}^{n} \frac{\rho e.b.d}{(ne+1)}\ Fsei\right]$$

En definitiva la carga axial específica:

$$\frac{Pu}{\emptyset\ b.d} = 0{,}85\ f'c.\beta_1.K + \frac{\rho l}{(nl+1)} \sum_{i=1}^{n} Fsli + \frac{\rho e}{(ne+1)} \sum_{i=1}^{n} Fsei \quad (67)$$

La capacidad a momento flector último se calculará tomando momento de todas las fuerzas actuantes en la sección respecto al eje geométrico de lo que resulta:

$$Mu = \emptyset \left[0.85\ f'c.\beta_1.K.d.b(L/2-\beta.c/2) + \sum_{i=1}^{n} Fsi.Asi(L/2-Si)\right]$$

sabiendo que:

$$L = d/\gamma \text{ y } Si = R.d$$

$$Mu = \emptyset \left[0.85\ f'c.\beta_1.\ K.d.b(d/2\gamma-\beta_1 K.d/2)+\Sigma Fsil.AsLi(d/2\gamma-R.d) + \Sigma\ Fsei.Asei(d/2\gamma-R.d)\right]$$

En definitiva la expresión del momento específico:

$$\frac{Mu}{\emptyset\ b.d^2} = 0.85\ f'c.K(1/2\gamma-\beta_1.K/2) + \Sigma FsLi.\ \frac{\rho l}{(nl+1)}(1/2\gamma-R) + \Sigma Fsei.\ \frac{\rho e}{(ne+1)}\ (1/2\gamma-R) \qquad (68)$$

Para la determinación de los diferentes puntos que definen el diagrama de interacción basta con variar el valor de K que es la relación entre c y d y de esta manera modificar la posición del eje neutro.

La diferencia entre las fuerzas de tracción y compresión, representa la carga axial P, y el momento respecto al eje geomé

trico, representa el momento flector M, que corresponden al - estado de deformaciones determinado por la profundidad supuesta del eje neutro. Así, para cada profundidad del eje neutro supuesta, o lo que es igual para cada estado de deformaciones, se tiene un valor de P y uno de M, que definen un punto del - diagrama de interacción.

Se pueden elaborar una serie de diagramas de interacción adimensionales variando los siguientes parámetros:

- calidad del concreto => f'c
- calidad del acero => f y e
- relación de porcentajes => $A = \frac{\rho e}{\rho l}$
- relación de recubrimientos => $\gamma = \frac{d}{L}$

Dada la complejidad de este trabajo, la obtención de los puntos de estos diagramas de interacción adimensionales se hace con la ayuda de computadoras electrónicas.

Con los Diagramas de Interacción adimensionales se obtiene el porcetaje de acero requerido por una sección conocida ante - una determinada solicitación última Pu, Mu.

Los Diagramas de interacción que se proponen para el diseño de pantallas rectángulares son los presentados en la referen-

cia N°4 que han sido calculados con las mismas variables y consideraciones aquí presentadas, en el apéndice A se incluyen algunos diagramas de este trabajo.

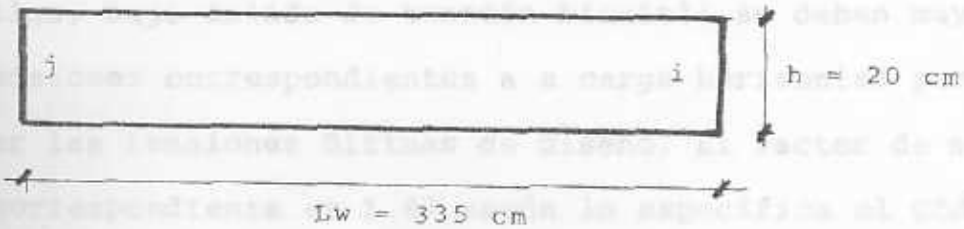
3.3.4.2 Ejemplo representativo de la aplicación del método de diseño por Diagramas de Interacción.

Sea la pantalla de la figura cuyas características son las siguientes:

longitud = lw = 335 cms

espesor = h = 20 cms

Area = A = 6700 cm^2



Las tensiones de servicio actuantes sobre dicha pantalla, originadas por carga horizontal y provenientes de un análisis estructural son:

$$\sigma j = -\ 94.2\ Kg/cm^2$$

$$\sigma i = \ \ 94.2\ Kg/cm^2$$

Por otra parte, la tensión normal última de diseño correspondiente a cargas verticales, las cuales son el peso de la tabiquería, el friso y el peso propio de la pantalla, como cargas permanentes, y como sobrecarga una cierta carga según el uso de la estructura a la cual pertenece la -- pantalla. Esta tensión está actuando en forma uniforme a lo - largo de la pantalla y en este caso vale:

$$\sigma uy = -\ 40.0\ Kg/cm^2$$

Antes de combinar las tensiones corres-- pondientes a carga vertical y horizontal, según como se especificó en la sección 3.2.4.1, donde se estudia el análisis de pantallas, bajo estado de tensión biaxial; se deben mayorar - las tensiones correspondientes a a carga horizontal para así obtener las tensiones últimas de diseño. El factor de mayoración correspondiente es 1.87 según lo especifica el Código -- ACI-1.971; las tensiones correspondientes a carga vertical no se mayoran en este caso, pués durante el proceso de cálculo - ya se consideró dicho factor de mayoración. Esta mayoración - se realiza pués los diagramas están definidas para cargas últimas de diseño.

Tensiones últimas correspondientes a carga horizontal.

$\sigma ui = 176.2$ Kg/cm

$\sigma uj = -176.2$ Kg/cm

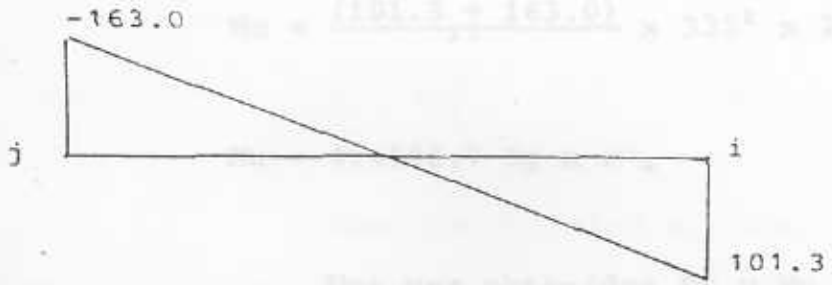
Al combinar las tensiones anteriores con σuv, según como lo especifica el punto 2-c, se tiene que las tensiones últimas de diseño son:

$$\sigma u = 0.75\ (\sigma v \pm \sigma h)$$

$$\sigma u = 0.75\ (-40.0 \pm 176.2)$$

$$\sigma ui = 101.3\ Kg/cm^2$$

$$\sigma uj = -163.0\ Kg/cm^2$$



Debido a que los diagramas de interac-- ción trabajan con fuerzas y no con tensiones, se deben trans formar dichas tensiones últimas en un sistema equivalente de fuerza axial y momento flector, esto se obtiene mediante las ecuaciones deducidas en el punto 3:

$$P = \frac{(\sigma i + \sigma j)}{2} \times 1 \times h$$

$$M = \frac{(\sigma i - \sigma j)}{2} \times 1^2 \times h$$

Al aplicar estas ecuaciones al diagrama de tensiones se tiene que el sistema equivalente de fuerza -- axial y momento flector es:

$$Pu = \frac{(101.3 - 163.0)}{2} \times 335 \times 20$$

$$Pu = -\ 206514.3 \text{ Kg} \downarrow \text{ (compresión)}$$

$$Mu = \frac{(101.3 + 163.0)}{12} \times 335^2 \times 20$$

$$Mu = 494588.7 \text{ Kg-m} \curvearrowright$$

Una vez obtenidos Pu y Mu podemos hacer uso de los Diagramas de Interacción, para conocer el área de acero necesaria para resistir la flexocompresión uniaxial.

Ya conocido Pu y Mu, para poder utilizar los Diagramas de Interacción es necesario conocer adicionalmente los siguientes valores:

f'c, fy, A, γ, para así poder escoger el Diagrama de Interacción corresóndiente al caso en estudio.

Si se tiene que:

$$f'c = 250 \ Kg/cm^2$$

$$fy = 5000 \ Kg/cm^2$$

A = 0, es decir solo se colocará acero longitudinal y no en los extremos siendo $A = \frac{\rho e}{\rho l}$

γ = 0.975, lo que implica un recubrimiento a cada lado de ≈ 4 cm. pués:

$$\gamma = \frac{d}{l} \qquad y \qquad d = l - R$$

Una vez definido el Diagrama de Interacción que se va a utilizar se prosigue con el cálculo de:

$\nu = Pu/\emptyset f'c \ bd$ - valor correspondiente al eje vertical.

$\mu = Mu/\phi f'cbd^2$ - valor correspondiente al eje horizontal; con estos dos valores se entra al Diagrama de Interacción elegido y se obtiene así el valor de ρ correspondiente para resistir la flexocompresión uniaxial.

En el caso que se plantea aquí como ejemplo ilustrativo se obtuvo:

Δ	γ	b	l	d	$P_u/\phi f'cbd$	$M_u/\phi f'cbd^2$	ρ
0	0.975	20	335	326.62	0.126	0.927	0.6%

En base a la tabla anterior tenemos que el ρ necesario es :

$$\rho = 0.006$$

$$As = 40.2 \text{ cms}$$

NOMENCLATURA

L = Longitud total de la pantalla.

d = Altura útil de la pantalla

b = Espesor de la pantalla

Asl = Acero distribuido uniformemente en sentido longitudinal

Ase = Acero concentrado en los extremos

Ag = Area total de la sección

ρl = Porcentaje de acero Asl.

ρe = Porcentaje de acero Ase.

f'c = Resistencia especificada del concreto a la compresión.

fyl = Resistencia especificada en el punto cedente - para el acero longitudinal

fye = Resistencia especificada en el punto cedente para el acero extremo.

γ = Relación entre la altura útil y la altura total de la pantalla.

Ø = Factor de reducción de capacidad.

ε = Deformación unitaria

c = Profundidad del eje neutro.

Se hace la separación de las calidades de aceros, para el longitudinal, generalmente fyl=5000 kg/cm^2 (mallas electr.) y para el extremo fye=4200 kg/cm^2 (barras).

3.4 Comparación entre los diversos métodos de Diseño

3.4.1. Introducción

A continuación se presenta un estudio comparativo entre los diferentes métdos de diseño de pantallas analizadas anteriormente. Este estudio se realiza para poder definir cual de los métodos ya descritos resulta más conveniente para el diseño de pantallas.

Para la elaboración de dicho estudio se seleccionó la planta que aparece representada en la Fig. III 34. La estructura a quién pertenece la planta consta de 18 pisos, y la altura de entre piso es de 2.61 mts. Como se puede observar en la Fig. III 34 cada pantalla está representada por tres tipos de número; el primer tipo que se encuentra encerrado con un círculo determinan los puntos i y j que definen la pantalla; el segundo tipo que se encuentra encerrado en un cuadro determina el número del sub-elemento de la pantalla, y por último se tiene aquel encerrado en un rombo que define el número del elemento de la pantalla.

La razón por la cual se usa ésta nomenclatura es para poder usar con facilidad el programa de la empresa Cypeco C.A.; el cual proporciona las tensiones de servicio originadas por la carga horizontal sobre cada pantalla, en

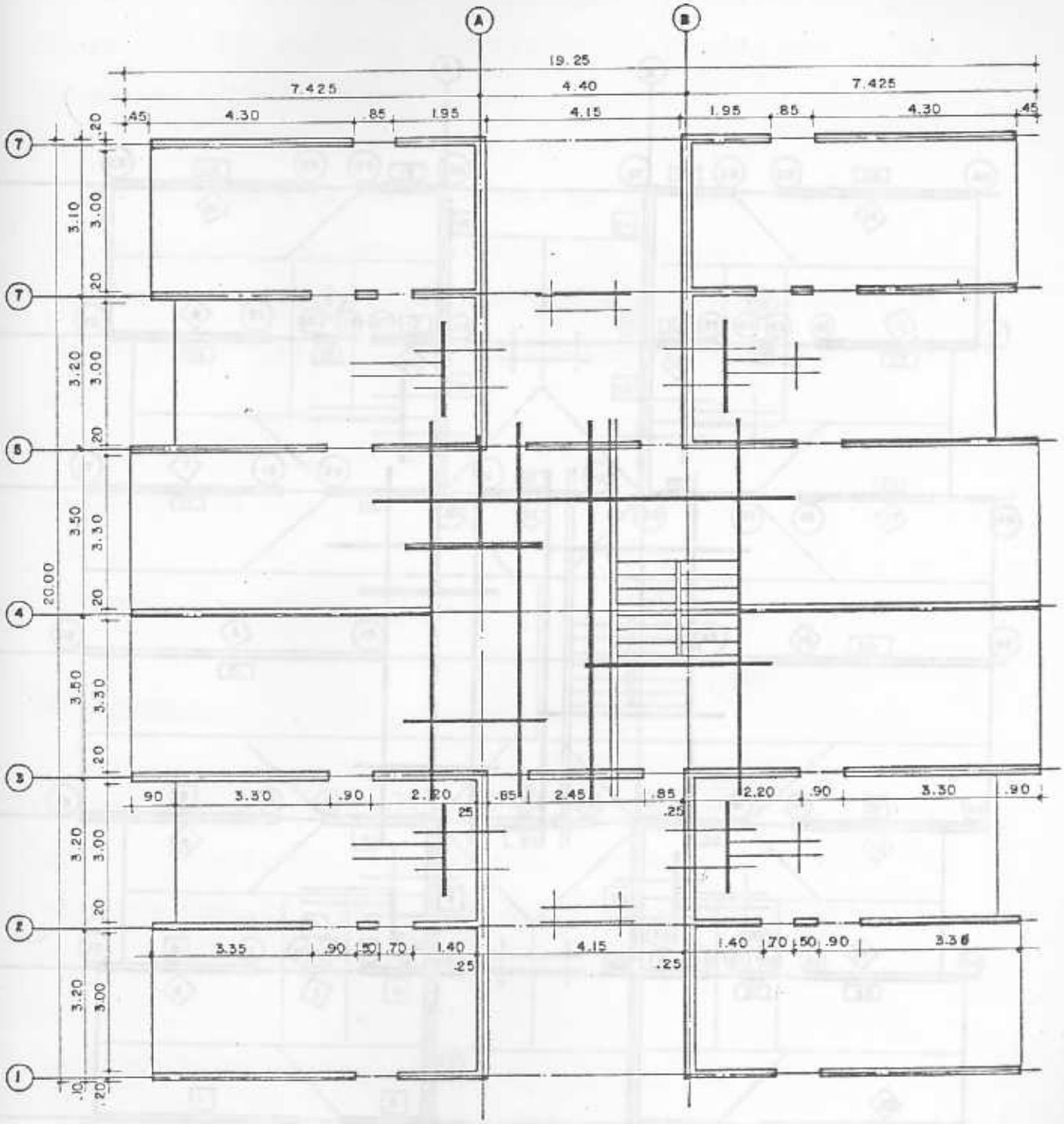

A
B
19.25
7.425
4.40
7.425
.45
4.30
.85
1.95
4.15
1.95
.85
4.30
.45
.20
3.10
3.00
.20
3.20
3.00
.20
3.50
3.30
20.00
.20
3.50
3.30
.20
.90
3.30
.90
2.20
.85
2.45
.85
2.20
.90
3.30
.90
.25
.25
3.20
3.00
.20
3.35
.90
.50
.70
1.40
4.15
1.40
.70
.50
.90
3.36
.25
.25
3.20
3.00
.10
.20
7
7
6
4
3
2
1

FIG. III - 34

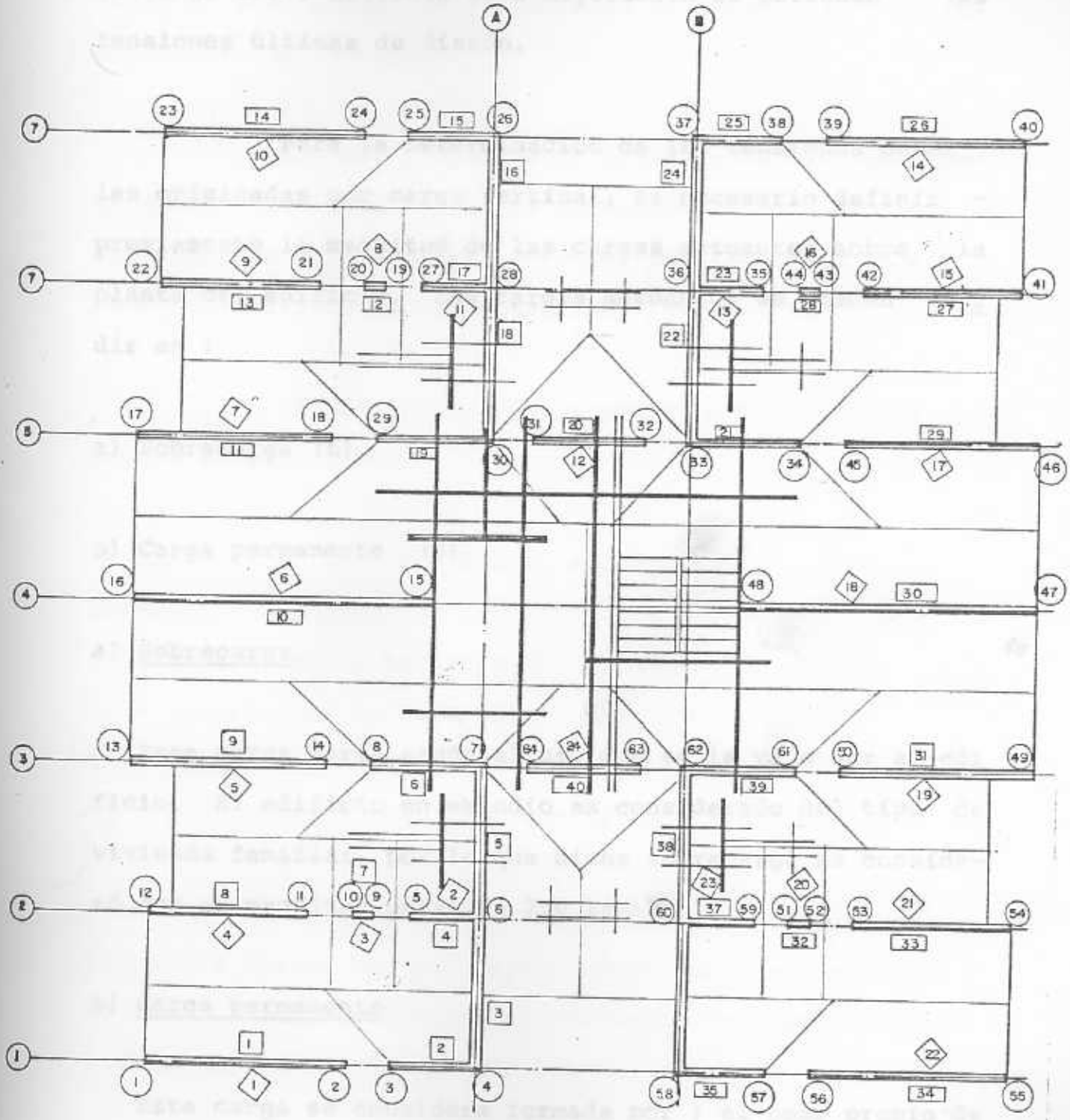


FIG. III - 35

dirección X e Y . Dichas tensiones de servicio es necesario mayorarlas con un factor, que según las normas ACI-318-71 es de 1.87, mediante esta mayoración se obtienen las tensiones últimas de diseño.

Para la determinación de las tensiones normales originadas por carga vertical, es necesario definir previamente la magnitud de las cargas actuantes sobre la planta del edificio. Las cargas actuantes se pueden dividir en :

a) Sobrecarga (L)

b) Carga permanente (D)

a) Sobrecarga

Esta carga varía según el uso que se le va a dar al edificio. El edificio en estudio es considerado del tipo de vivienda familiar, por lo que dicha sobrecarga se consideró con su magnitud usual de 200 Kg/m2.

b) Carga permanente

Esta carga se considera formada por : el peso propio de la losa , el peso de tabiquería, el peso del pavimento, el

peso del friso y el peso propio de la pantalla. Luego de un análisis en el que se consideraron todas las cargas, excepto el peso propio de la pantalla se obtuvo una carga permanente de 600 kg/m2.

El peso propio de la pantalla no se considera en el conjunto total de carga permanente pues cada pantalla tiene un peso propio diferente, por lo que se considera en el análisis de cada pantalla.

El peso propio de la pantalla se determina mediante la expresión:

$$P = h \times l_w \times l \times \gamma_c$$

Donde:

h - espesor de la pantalla

l_w - longitud de la pantalla

l - altura de entrepiso

γ_c - 2500 kg/m3 - peso unitario del concreto armado

Las cargas antes mencionadas son cargas de servicio las cuales hay que mayorar para obtener las cargas últimas; la mayoración se realiza según lo especifica el código ACI-71 en el capítulo 9.1

$$U = 1.4\ D + 1.7\ L$$

$$U = 1.4 \times 600 + 1.7 \times 200$$

$$U = 1180\ kg/cm2$$

Esta carga última está distribuída uniformemente sobre todo a la pantalla del edificio; para poderle sumar al peso propio de la pantalla es necesario conocer cuanta carga le corresponde a cada pantalla.

Para determinar la carga correspondiente a cada pantalla hay dos criterios y ellos son :

Criterio 1

$$P_a = \Sigma \text{ cargas} \times \Sigma \text{ áreas de las pantallas}$$

Criterio 2

Este criterio se basa en el uso de las áreas tributarias; la carga U , uniformemente distribuída, se multiplica por el área tributaria de cada pantalla (ver Fig. III-35) y así se tiene la carga P_a correspondiente a cada pantalla:

$$P_a = U \times A_t$$

la carga P_u se encuentra aplicada en el centro de gravedad de la pantalla.

Una vez conocidas P_a , se puede sumar con la carga correspondiente a peso propio multiplicada por su respectivo factor de mayoración, que en este caso por ser carga permanente es de 1.4 .

Esta carga total última de diseño q_u , aplicada en el centro de gravedad de la pantalla, se debe multiplicar por el número de niveles que hay por encima del nivel en estudio, para obtener la carga total de diséño Q_u . Esta Q_u se divide entre el área de la pantalla y se obtiene la tensión normal de compresión uniformemente distribuída a lo largo de la pantalla.

Una vez que ya se tiene la tensión normal por carga vertical y la tensión por carga horizontal, se combina según como se especificó en el punto 2.4.1. , obteniendose así las tensiones finales de diseño que actuan sobre la pantalla.

Debido a que dos de los métodos de diseño trabajan con fuerzas es necesario transformar el estado de tensiones finales en un estado equivalente de carga axial P y momento flector M , aplicados en el centro de gravedad de

la pantalla correspondiente.

Dicho estado equivalente se obtiene mediante el uso de las expresiones:

$$P = \frac{(\sigma_i + \sigma_j)}{2} \; L \times h$$

$$M = \frac{(\sigma_i - \sigma_j)}{2} \; L^2 \times h$$

La selección de las pantallas a diseñarse fue - hecha en base a un análisis de las tensiones actuantes, se leccionándose así las más desfavorable de cada tipo, es decir aquella cuyas tensiones actuantes eran más críticas. De este análisis se escogieron las pantallas representadas- por los elementos E-6; E-9; E-10; E-11.

Debido a que las tensiones varían en cada nivel, disminuyendo a medida que el nivel aumenta, se diseñarán las pantallas en el nivel 0, nivel 5, y nivel 10 , para así conocer la variación del área de acero a medida que disminuyen las tensiones actuantes.

Una vez conocida el área de acero necesaria para

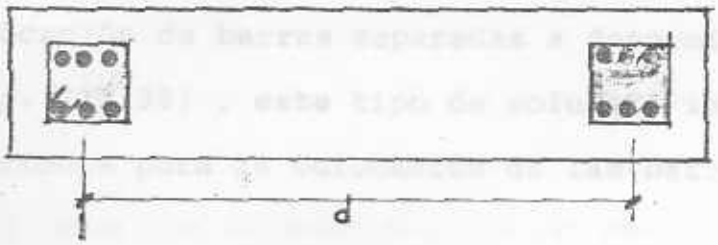
resistir la flexocompresión uniaxial, se procede a la distribución y disposición del acero en forma de mallas.

Es posible que el acero necesario sea muy grande y la malla máxima no sea suficiente para abastecer dicha área, por lo que se pueden analizar varias alternativas:

Alternativa 1

Colocación de un nucleo de ocho barras de acero de Ø 1" en cada extremo de la pantalla, las cuales resisten un determinado momento que es aproximadamente igual a:

$$M_R = As\ fy\ d \qquad \text{(Fig.III.36)}$$



de esta manera se resiste parte del momento último actuante y el área de acero en toda la longitud es menor, pudiéndose cubrir con mallas.

Alternativa 2

Colocación de mallas dobles, siempre y cuando se suministra toda el área de acero necesaria (Fig.III-37). Este tipo de solución resulta problemática ya que la concentración de mallas impide un buen vaciado.

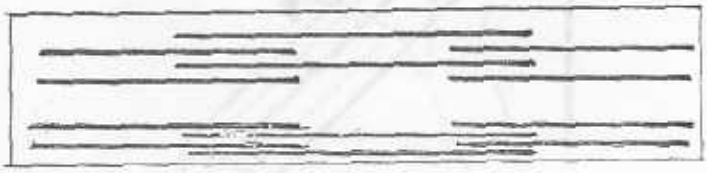


Fig. III-37

Alternativa 3

Colocación de barras separadas a determinadas distancias (Fig. III.38) , este tipo de solución implica exceso de operaciones para la colocación de las barras

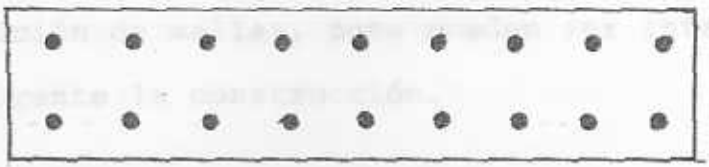


Fig. III-38

Al disponer del acero obtenido en el método de diseño por tensiones, no es conveniente colocarlo en una - sola capa, debido a que en caso de que ocurra una flexión en el sentido transversal de la pantalla, (Fig. III-39)por muy pequeña que sea, no habría acero para ser resistido y la pantalla se agrietaría.

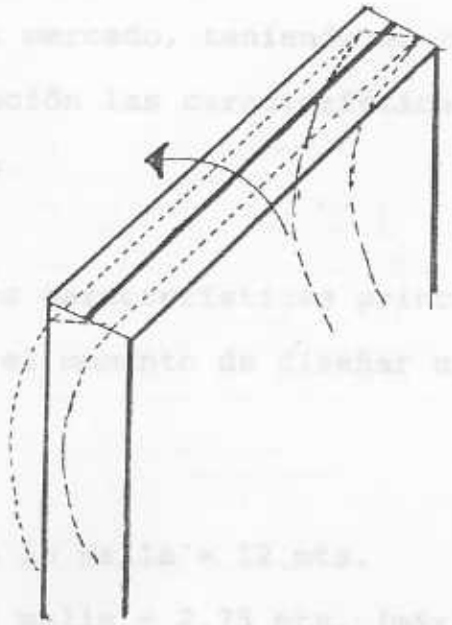


Fig. III-39

En el caso de la distribución del acero obtenido en el método de tensiones, se deben colocar varios tipos de mallas debido a que en cada sección se necesitan áreas de acero diferentes; ésto ocasiona problemas en el diseño de la distribución de mallas, pues pueden ser intercambiadas - de lugar durante la construcción.

Una posible solución es la colocación de mallas

con la máxima área de acero a todo lo largo de la pantalla, pero es también desfavorable pues se recargan de acero zonas que no lo necesitan.

Para la distribución del acero en forma de mallas electrosoldadas se contará con los tipos de que se disponen en el mercado, teniendo en cuenta en el momento de la distribución las características y limitaciones de dicho producto.

Las características principales que hay que considerar en el momento de diseñar una distribución de mallas son:

a) Longitud de la malla = 12 mts.
b) Ancho de la malla = 2.75 mts. (máximo)
c) Distancia entre los alambres longitudinales: multiplos de 50 mm, hasta una separación máxima de 150 mm.
d) Distancia entre los alambres transversales: cualquiera desde 50 mm hasta 300 mm.
e) Se pueden colocar alambre dobles en el sentido longitudinal pero no en el transversal.
f) Debe existir una cierta relación entre el diámetro del alambre longitudinal y del transversal para poder ser soldadas.

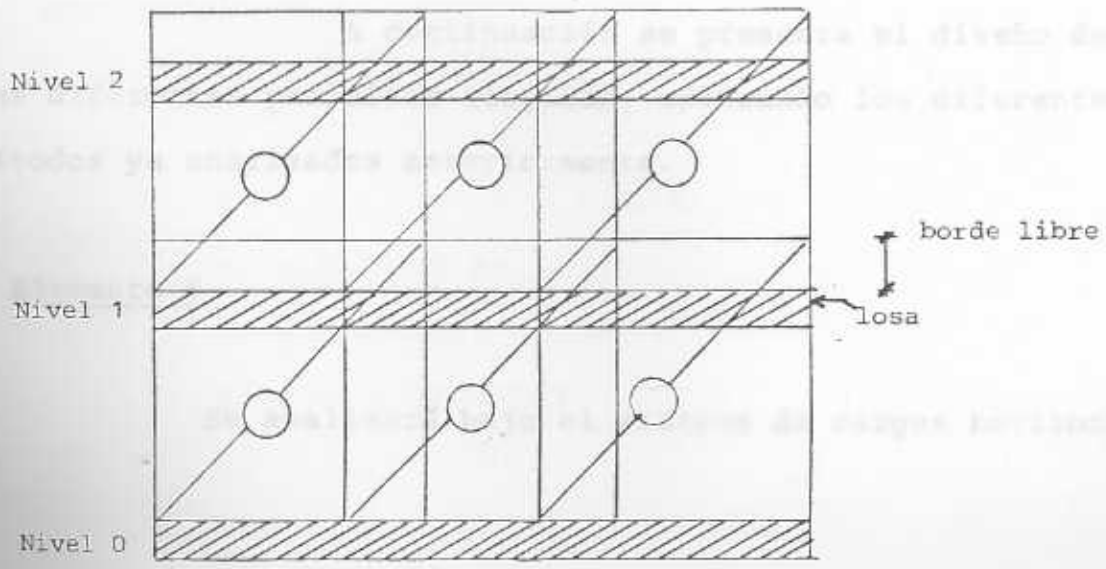
Teniendo presente estas características, y mediante el uso de tablas adecuadas se podrá determinar la malla - que se requiere en el análisis de las pantallas.

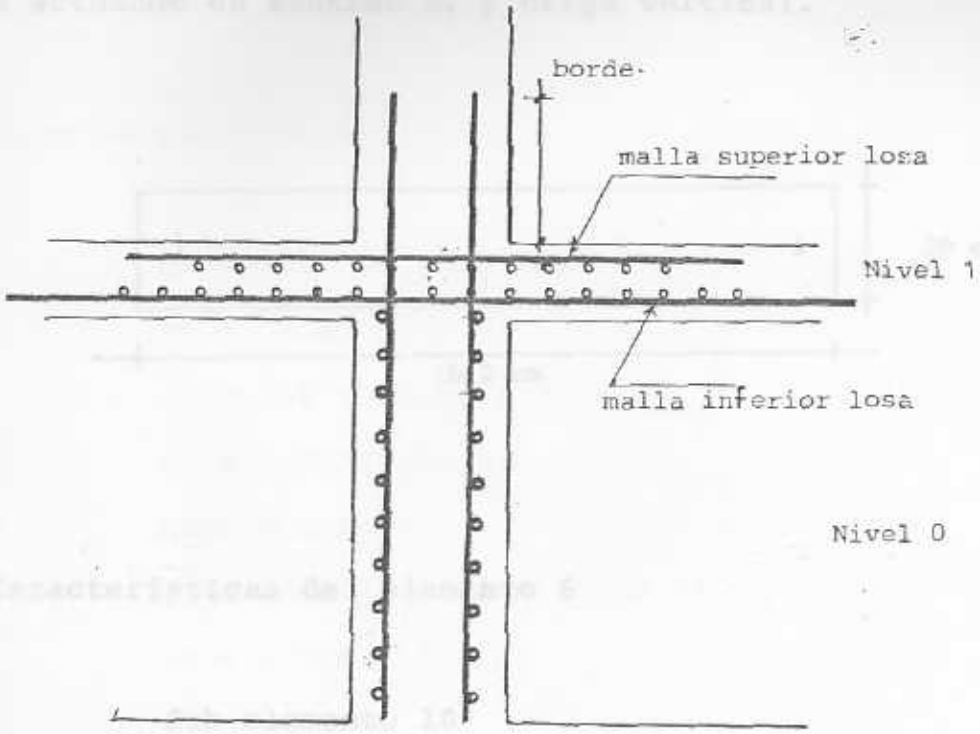
En los casos en que es necesario solapar mallas, la longitud de solape debe tener las siguientes características:

DIAMETRO DE ALAMBREO		ACERO PRINCIPAL		ACERO SECUNDARIO O DE DISTRIBUCION
Alambre Simple	Alambre Doble	Buena Zona Para Adherencia	Mala Zona[1] Para Adherencia	
$\phi \leq 12$	$\phi \leq 8.5$	3 Alambres Transv. $L_x \geq 30$ cm	4 Alambres Transv. $L_x \geq 40$ cm	3 Alambres Transversales $L_x \geq 20$cm
	$\phi \geq 8.15$ $\phi \leq 12$	4 Alambres Transv. $L_x \geq 40$ cm	5 Alambres Transv. $L_x \geq 50$ cm	

[1] Zona de mala adherencia - Zona de máxima tracción

Es también necesario dejar a la malla un borde libre para poder anclar en el nivel superior, y no haya problema con el armado de la losa.





Una vez determinadas todas las mallas, es necesario uniformizarlas para que no haya problemas en la construcción.

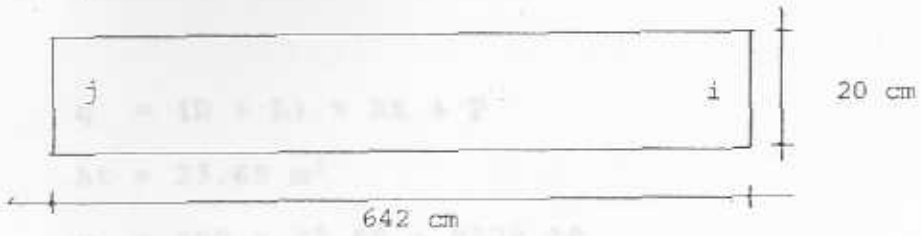
3.4.2. Diseño. (Aplicación de los métodos de diseño).

A continuación se presenta el diseño de las diferentes pantallas elegidas, aplicando los diferentes métodos ya analizados anteriormente.

- Elemento 6

Se analizará bajo el sistema de cargas horizonta

les actuando en sentido x, y carga vertical.



Características del elemento 6

Sub-elemento 10

i = 15

j = 16

Lw= 642 cms.

h = 20 cms.

A = 12840 cm^2

Peso propio de la pantalla

$$P = Lw \times h \times 1 \times \gamma c$$

$$P = 6.42 \times 0.2 \times 2.61 \times 2500$$

$$P = 8378.10 \text{ Kg.}$$

$$Pu = P \times 1.4$$

$$Pu = 8378.10 \times 1.4$$

$Pu = 11729.34$ Kg.

Carga vertical total

$$q = (D + L) \times At + P$$

$$At = 33.68 \ m^2$$

$$q = 800 \times 33.68 + 8378.10$$

$$q = -35322.10 \ Kg.$$

$$qu = U \times At + Pu$$

$$qu = 1180 \times 33.68 + 11729.34$$

$$qu = -51470.10 \ Kg.$$

Tensiones verticales

Nivel	Area (cm^2)	q (kg)	Q (kg)	σ (K/cm^2)	qu (kg)	Qu(kg)	σuv (K/cm^2)
1	12840	-35322.1	-529831.5	-41.26	-51470.10	-926461.8	-72.10
5	12840	-35322.1	-494509.4	-38.51	-51470.10	-720638.5	-42.09
10	12840	-35322.1	-317898.9	-24.76	-51470.10	-463267.6	-27.06

Determinación de la fuerza de diseño

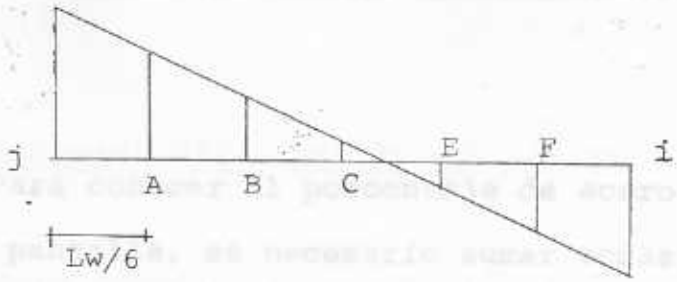
Nivel	σih	σjh	σuih	σujh	σuv	σitu	σjtu	Mu (k-mt)	Nu (kg)
1	299.23	-299.23	559.57	-559.57	-72.160	365.55	-473.79	+5765867.27	-694900.80
5	206.34	-206.34	385.86	-385.86	-42.09	257.83	-320.97	+3976035.48	-540478.90
10	102.77	-102.77	192.18	-192,18	-27,06	123,84	-164,43	+1980262,103	-347450,71

Tensiones tangenciales y fuerzas de corte de diseño actuando en elemento

NIVEL	SECCION	τ	τd	V Kg	Vu Kg
	i	0.00	0.00		
	A	- 8.04	- 6.03		
	B	-12.86	- 9.65	-123926.23	-173806.21
1	C	-14.47	-10.65		
	D	-12.86	- 9.65		
	F	- 8.04	- 6.03		
	J	0.00	0.00		
	i	0.00	0.00		
	A	- 7.60	- 5.70		
	B	-12.16	- 9.12	-117159.62	-164315.36
5	C	-13.68	-10.26		
	D	-12.16	- 9.12		
	E	- 7.60	- 5.70		
	J	0.00	0.00		
	i	0.00	0.00		
	A	- 6.06	- 4.53		
	B	- 9.70	- 7.28	- 93476.46	-131100.73
10	C	-10.92	- 8.19		
	D	- 9.70	- 7.28		
	E	- 6.06	- 4.55		
	J	0.00	0.00		

a. Aplicación del método de tensiones.

En la tabla que se presenta a continuación se señalan las tensiones de diseño actuando sobre la pantalla en diferentes secciones, y el porcentaje de acero correspondiente en ese punto.



Nivel	Sección	σ d	τ d	ρh	ρr	Ash (cm²)	Asv (cm²)
	J	-255.37	0	.0025	.0025	5,35	5,35
	A	-102.72	-6.03	.0208	.0208	44,57	44,57
	B	-60.16	-9.65	.0132	.0132	28,33	28,33
1	C	-41,76	-10.85	.0105	.0105	22.41	22.41
	D	24.95	-9.65	.0039	.0138	8,26	29,62
	E	67,51	-6.03	.0025	.0294	5,35	62,95
	F	0,00	-10,85	.0043	.0043	9.29	9.29
	i	193.48	0	-	.0774	-	165.62

Nivel	Sección	σ d	τ d	ph	pr	Ash (cm²)	Ash (cm²)
5	j	-183.64	0	.0025	.0025	5.35	5.35
	A	- 78.35	- 5.70	.0160	.0160	34.24	34.24
	B	- 47.74	- 9.12	.0109	.0109	23.32	23.32
	C	- 17.13	-10.26	.0092	.0092	19.63	19.63
	D	13.47	- 9.12	.0036	.0090	7.81	19.34
	E	44.07	- 5.70	.0025	.0199	5.33	42.61
	F	0.00	-10.26	.0041	.0041	8.78	8.78
	i	125.87	0	--	.0504	--	107.75
10	j	- 97.89	0	.0025	.0025	5.35	5.35
	A	- 94.96	- 4.55	.0178	.0178	38.07	38.07
	B	- 28.64	- 7.28	.0087	.0087	18.63	18.63
	C	- 12.32	- 8.19	.0065	.0065	13.82	13.82
	D	3.98	- 7.28	.0029	.0045	6.23	9.64
	E	20.30	- 4.55	.0025	.0099	5.35	21.27
	F	0.00	- 8.19	.0033	.0033	7.01	7.01
	i	58.50	0	--	.0234	--	50.08

Para conocer el porcentaje de acero total a lo -- largo de la pantalla, es necesario sumar todas las áreas de acero y dividirlas entre el área total de la pantalla.

Nivel	Ash cm²	Asr cm²	Ph	Pr
1	123.56	368.14	.0096	.0287
5	119.64	276.18	.0093	.0215
10	94.46	163.87	.0074	.0128

Distribución del acero

Nivel	Sección	Ash cm²	Ash/ml	Ash/ml/2	Asv cm²	Asv/ml	Asv/ml/2
1	j	5.35	5.00	2.50	5.35	5.00	2.50
	A	44.57	41.65	20.82	44.57	41.65	20.82
	B	28.33	26.47	13.23	28.33	26.47	13.23
	C	22.41	20.94	10.47	22.41	20.94	10.47
	D	8.26	7.71	3.85	29.62	27.68	13.84
	E	5.35	5.00	2.50	62.95	58.83	29.41
	F	9.29	8.68	4.34	9.29	8.68	4.34
	i	--	--	--	165.62	154.78	77.39

Solución N°1 - Colocación de mallas.

Esta solución no es posible pués el área máxima - que suministra la mayor malla es de 22,62 cm^2/ml, en alam--- bres longitudinales dobles y separación de 100 mm., y el á-- rea necesaria es 77.39 cm^2/ml en cada capa, en el punto i. - Tampoco es posible la colocación de mallas doble, pués el -- área máxima sigue siendo mayor que la de la malla máxima -- (38.6 cm^2/ml).

Solución N°2 - Armado con barras.

Esta solución no es posible pués el área máxima - que suministran las barras de mayor diámetro posible a usar (1") a una separación mínima (7cms) es de 72.4 cm^2/ml, y el área necesaria es 77.39 cm^2/ml en cada capa, en el punto i.

Esta pantalla se podría armar colocando más capas de mallas o separaciones menores entre las barras, pero como ya se especificó, estas soluciones traen inconvenientes en - el vaciado y colocación.

Nivel	Sección	Ash cm^2	Ash/ml	Ash/ml/2	Asv cm^2	Asv/ml	Asv/ml/2
	J	5.35	5.00	2.50	5.35	5.00	2.50
	A	34.24	32.00	16.00	34.24	32.00	16.00
	B	23.32	21.79	10.89	23.32	21.79	10.89
5	C	19.63	18.34	9.17	19.63	18.34	9.17
	D	7.81	7.29	3.64	19.34	18.07	9.03
	E	5.35	5.00	2.50	42.61	39.82	19.91
	F	8.78	8.20	4.10	8.78	8.20	4.10
	i	--	--	--	107.75	100.70	50.35

Solución N°1 - Colocación de mallas.

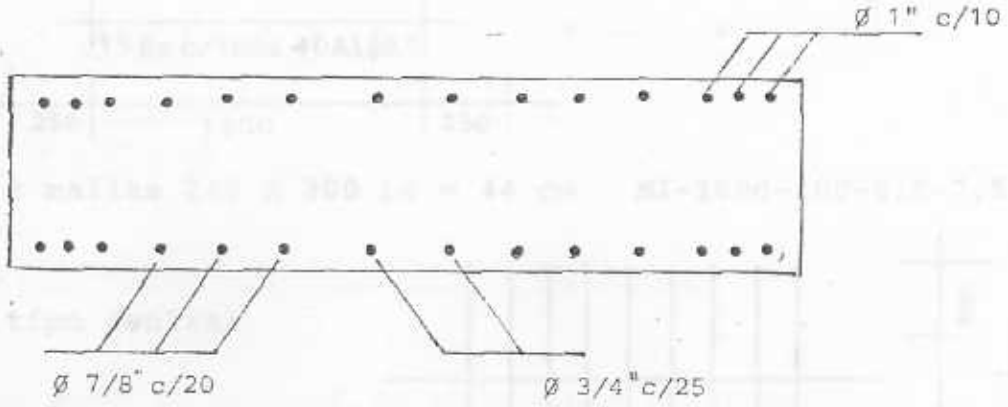
Esta solución no es posible, por las mismas razones anteriores.

Solución N°2 - Armado con barras.

a) Ø 1" c/10cms A = 50,7 cm^2/ml - punto i

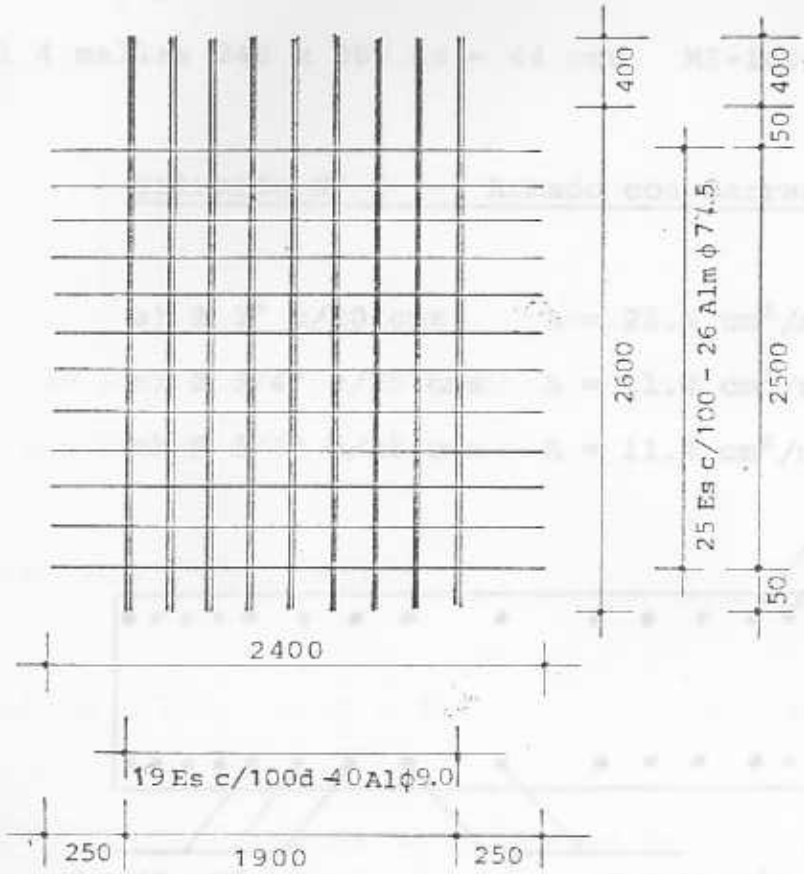
b) Ø 7/8" c/20cms A = 19,4 cm^2/ml - punto E

c) Ø 3/4" c/25 cms A = 11,4 cm^2/ml - punto B



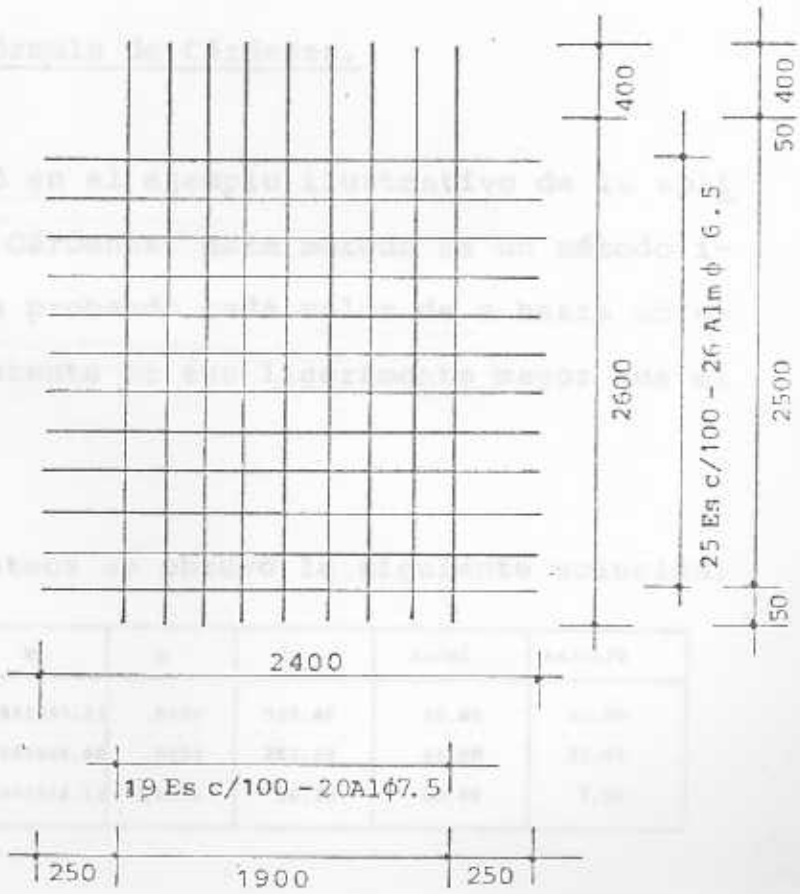
Nivel	Sección	Ash cm^2	Ash/ml	Ash/ml/2	Asv cm^2	Asv/ml	Asv/ml/2
	i	5.35	5.00	2.50	5.33	5.00	2.50
	A	38.07	35.57	17.78	38.07	35.57	17.78
	B	18.63	17.41	8.70	18.63	17.41	8.70
10	C	13.82	12.91	6.45	13.82	12.91	6.45
	D	6.23	5.82	2.91	9.64	9.00	4.50
	E	5.35	5.00	2.50	21.27	19.81	9.90
	F	7.01	6.55	3.27	7.01	6.55	3.27
	i	--	--	--	50.08	46.80	23.40

Malla tipo de los extremos.



Total 8 mallas 240 x 300 Ls = 44 cm MI-100d-100-9.0-7.5

Malla tipo central



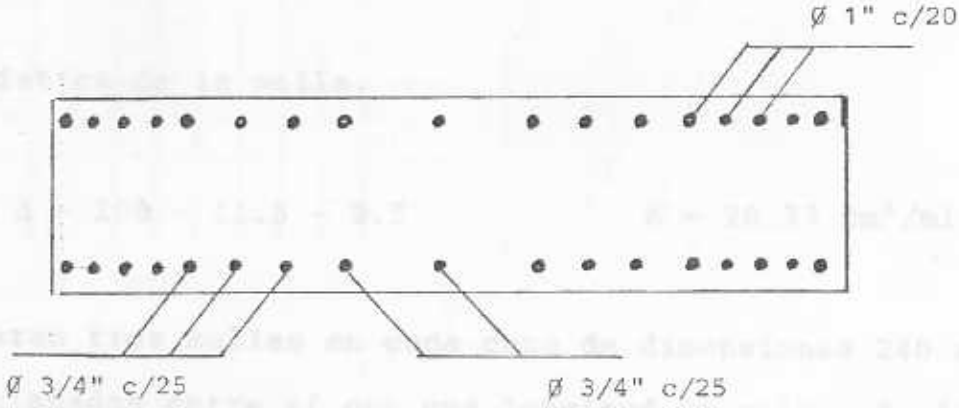
Total 4 mallas 240 x 300 Ls = 44 cms MI-100-100-7.5-6.5

Solución N° 2 - Armado con barras.

a) Ø 1" c/20 cms A = 25.4 cm^2/ml - punto i

b) Ø 3/4" c/25 cms A = 11.4 cm^2/ml - punto E

c) Ø 3/4" c/25 cms A = 11.4 cm^2/ml - punto B



b. Aplicación de la fórmula de Cárdenas.

Tal como se explicó en el ejemplo ilustrativo de la aplicación de la fórmula de Cárdenas, este método es un método iterativo, en donde se va probando cada valor de ρ hasta obtener que el momento resistente Mr sea ligeramente mayor que el momento actuante Mu.

Luego de varios tanteos se obtuvo la siguiente solución:

Nivel	Nu	Mu	Mr	ρ	As	As/ml	As/ml/2
1	-694900.35	-5765867.27	-5841997.23	.0400	513.60	80.00	40.00
5	- 50478.89	-3976033.00	-3999966.88	.0220	282.48	44.00	22.00
10	-347450.71	-1980262.10	-1988518.19	.0075	96.30	15.00	7.50

Nivel 1.

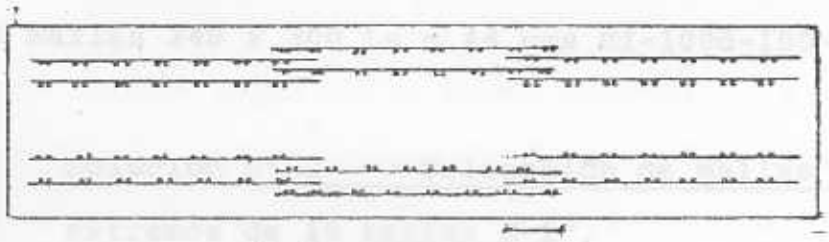
Solución N° 1 - Colocación de mallas.

Solo es posible la colocación de mallas, dobles - en la que cada capa ha de tener 20 cm^2/ml, en total son 4 capas 2 superiores y 2 inferiores.

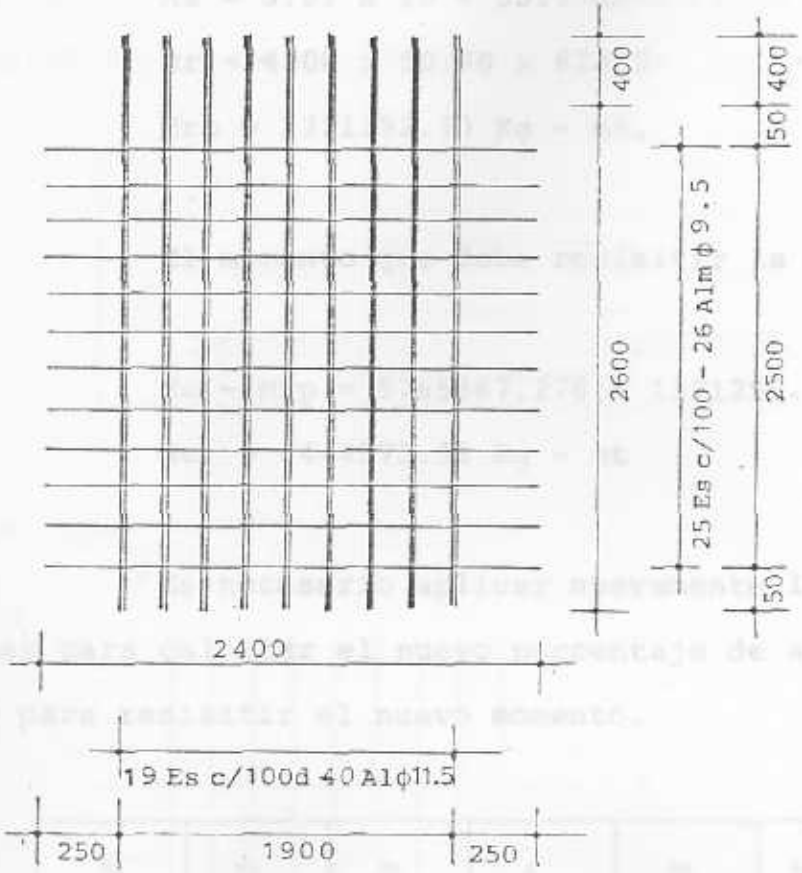
Característica de la malla.

MI - 100 d - 100 - 11.5 - 9.5 A = 20.77 cm^2/ml

Se colocaran tres mallas en cada capa de dimensiones 240 x - 300, y solapadas entre sí con una longitud de solape de 44 - cms.

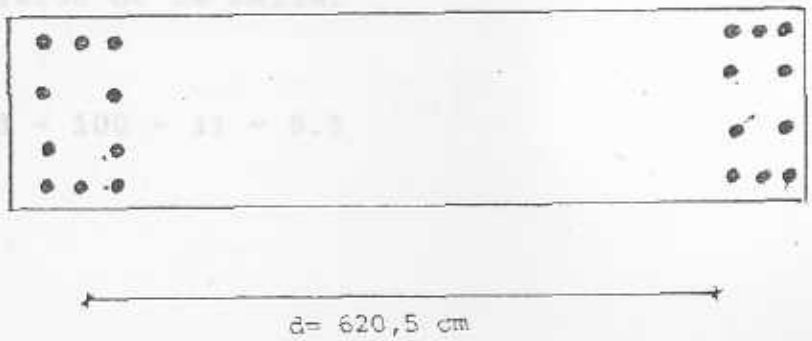


Malla tipo.



Total 12 mallas 240 x 300 Ls = 44 cms MI-100d-100-11.5-9.5

<u>Solución N° 2 - Colocación de mallas y paquetes extremos de 10 barras Ø 1".</u>



Mr por los paquetes = fy As d

As = 5.07 x 10 = 50.7 cm^2

Mr = 4200 x 50.70 x 620.5

Mrp = 1321292.70 Kg - mt.

El momento que debe resisitir la malla es:

Mu - Mrp = 5765867.276 - 1321292.70

Mu' = 4444575.58 Kg - mt

Es necesario aplicar nuevamente la fórmula de Cárdenas para calcular el nuevo porcentaje de acero (ρ) necesario para resisitir el nuevo momento.

Nu	Mu	Mr	ρ	As	As/ml	As/ml/2
-694900.35	4444574.58	4632115.18	.0280	359.52	56.00	28.00

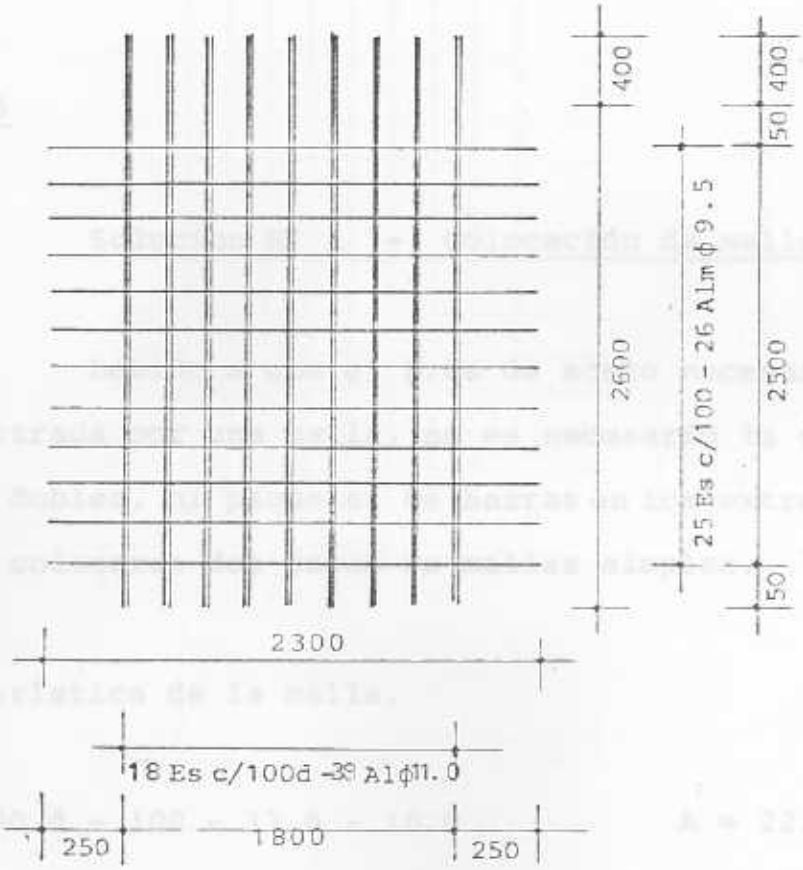
En dos capas no se puede colocar el área de acero necesario por lo que se colocaron 3 capas de malla y cada - malla debe suministrar un área de 18.66 cm^2/ml.

Característica de la malla.

MI - 100 d - 100 - 11 - 9.5

Esta malla suministra un área de 19.01 cm^2/ml. En cada capa se colocaran 3 mallas de 230 x 300 solapadas entre sí con una longitud de solape de 35 cms.

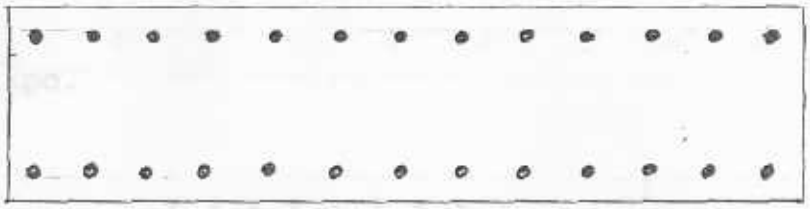
Malla tipo



Total 9 mallas 230 x 300 Ls = 35 cm MI-100d-100-11.0-9.5

Solución N° 3 - Armado con barras.

Ø 1" c/12 cms A = 42.2cm²/ml



Nivel 5

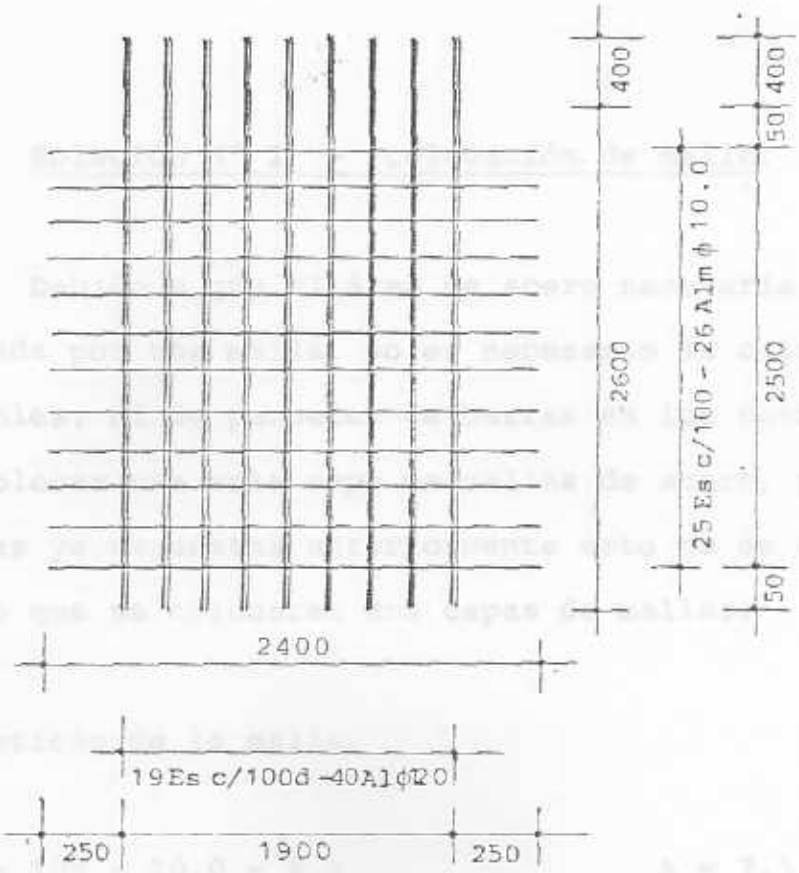
Solucion N° 1 - Colocación de mallas.

Debido a que el área de acero necesaria puede ser suministrada por una malla, no es necesario la colocación de mallas dobles, ni paquetes de barras en los extremos, por lo que se colocaran dos capas de mallas simples.

Característica de la malla.

MI - 100 d - 100 - 12.0 - 10.0 A = 22.62 cm²/ml

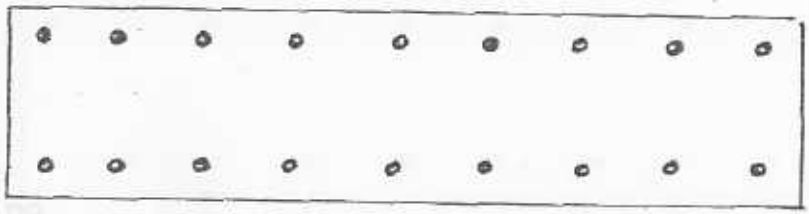
Malla tipo.



Total 6 mallas 240 x 300 Ls = 44 cms. MI-100d-100-12.0-10.0

Solución N° 2 - Armado con barras.

Ø 7/8" c/15 cms. A = 25.8 cm^2/ml



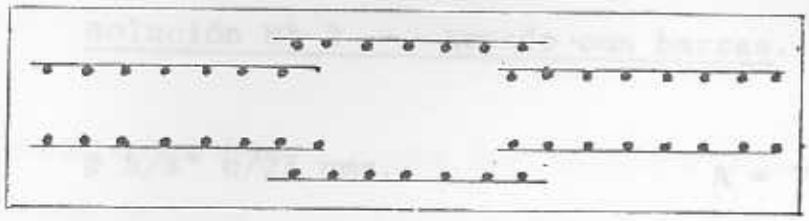
Nivel 10

Solución N° 1 - Colocación de malla.

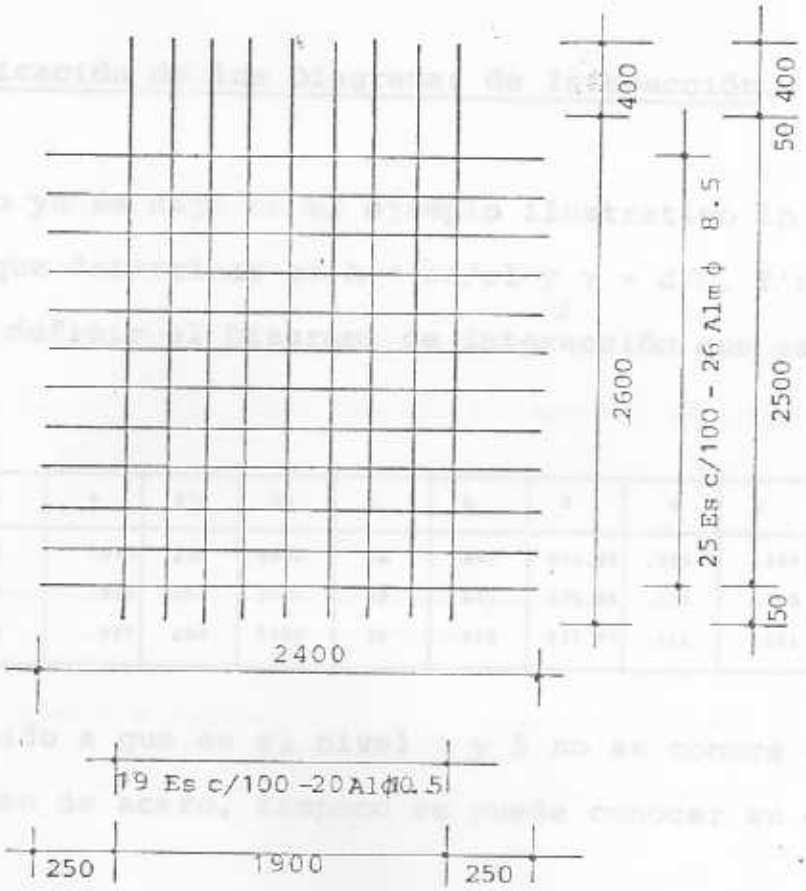
Debido a que el área de acero necesaria puede ser suministrada por una malla, no es necesario la colocación de mallas dobles, ni de paquetes de barras en los extremos; es posible colocar una sola capa de mallas de acero, pero por las razones ya expuestas anteriormente esto no es conveniente, por lo que se colocaran dos capas de mallas.

Características de la malla.

MI - 100 - 100 - 10.0 - 8.5 A = 7.5 cm^2/ml



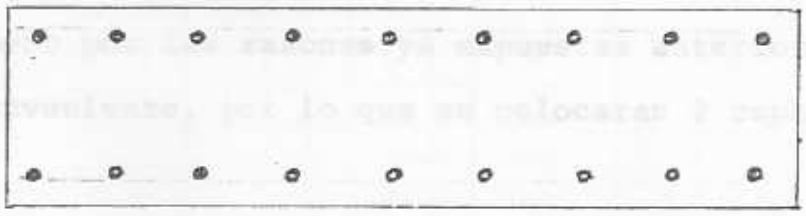
Malla tipo.



Total 6 mallas 240 x 300 Ls = 44 cm MI-100-100-10.0-8.5

Solución N° 2 - Armado con barras.

Ø 5/8" c/25 cms. A = 7.9 cm^2/ml



c. Aplicación de los Diagramas de Interacción.

Como ya se dijo en el ejemplo ilustrativo lo primero -- que hay que determinar es A = ρe/ρl y γ = d/L, f'c y fy, para poder definir el Diagrama de Interacción que se va a utilizar.

Nivel	A	γ	f'c	fy	b	L	d	ν	μ	ρ	As
1	0	.975	250	5000	20	642	625.95	.020	.294	>.02	-
5	0	.975	250	5000	20	642	620.95	.173	.203	>.02	-
10	0	.975	250	5000	20	642	623.95	.111	.101	.007	96.30

Debido a que en el nivel 1 y 5 no se conoce con exactitud el área de acero, tampoco se puede conocer su distribu-- ción.

En el nivel 10 se tiene que el área de acero necesaria por metro lineal es 15 cm^2/ml, por lo que le corresponde a -

cada capa un área de 7.5 cm^2/ml.

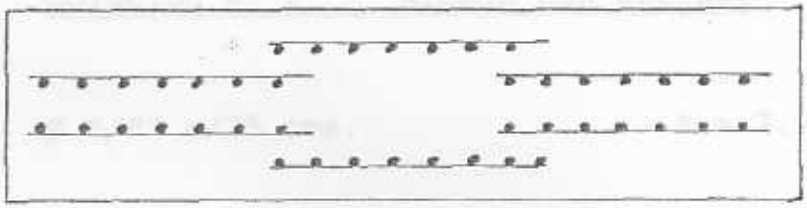
En este caso debido a que hay mallas que pueden suministrar el área de acero necesaria, no es necesario colocar -- mallas dobles; es posible colocar una sola capa de mallas de acero, pero por las razones ya expuestas anteriormente esto no es conveniente, por lo que se colocaran 2 capas de mallas.

Solución N° 1 - Colocación de mallas.

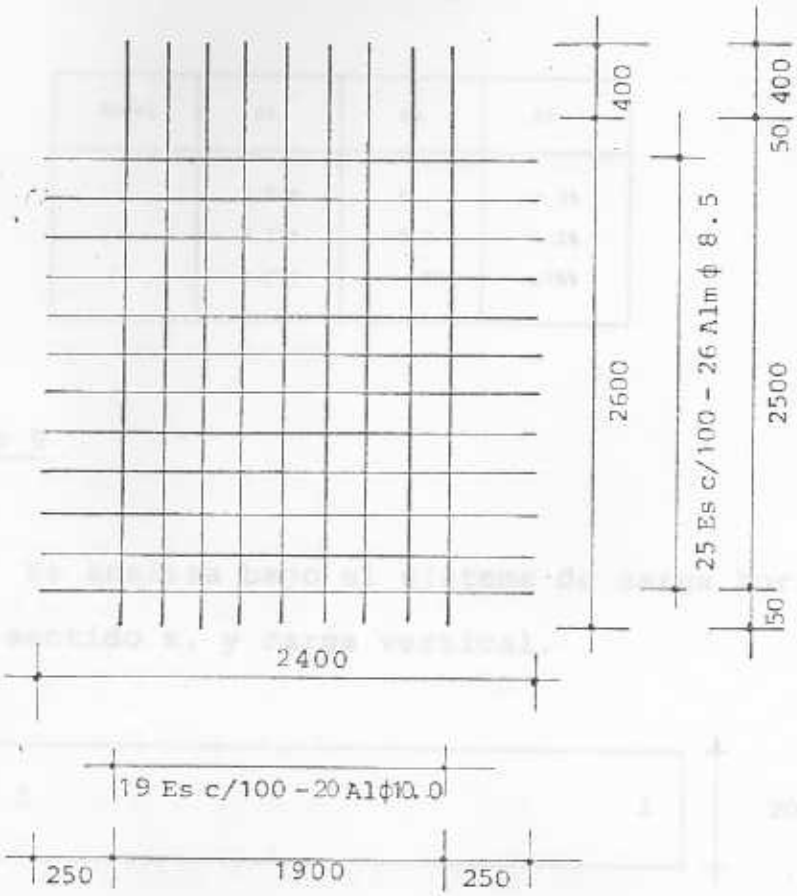
Característica de la malla.

MI - 100 - 100 - 10.0 - 8.5 $A = 7.85\ cm^2/ml$

En cada capa se colocaran tres mallas de 240 x 300 y solapadas entre sí con una longitud de solape de 44 cms.



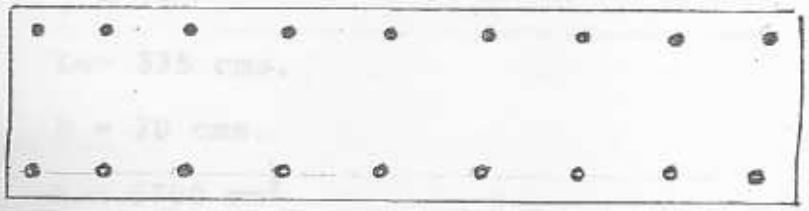
Malla tipo.



Total 6 mallas 240 x 300 Ls = 44 cm. MI-100-100-10.0-8.5

Solución N° 2 - Armado con barras.

Ø 5/8" c/25 cms. A = 7.9 cm^2/ml

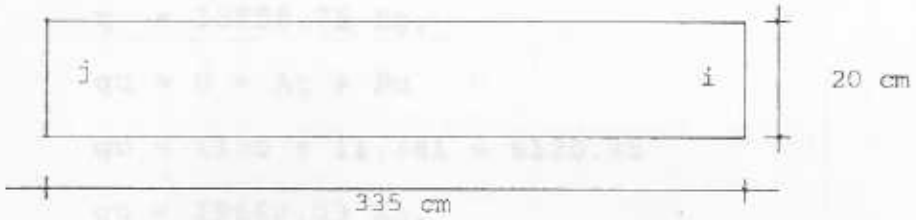


Cuadro comparativo de los tres métodos.

Nivel	pt	pc	pi
1	2,87%	4 %	> 2%
5	2,15%	2.2 %	> 2%
10	1.28%	.75%	.75%

- Elemento 9

Se analiza bajo el sistema de carga horizontal actuando en sentido x, y carga vertical.



Características del elemento 9

Sub-elemento 13

i = 21

j = 22

Lw= 335 cms.

h = 20 cms.

A = 6700 cm^2

Peso propio de la pantalla.

$$P = Lw \times h \times l \times \gamma c$$

$$P = 3.35 \times 0.2 \times 2.61 \times 2500$$

$$P = 4371.75 \text{ Kg.}$$

$$Pu = P \times 1.4$$

$$Pu = 6120.45 \text{ Kg.}$$

Carga vertical total.

$$q = (D + L)\ At + P$$

$$At = 11.481 \text{ m}^2$$

$$q = 800 \times 11.481 + 4371.75$$

$$q = 13555.75 \text{ Kg.}$$

$$qu = U \times At + Pu$$

$$qu = 1180 \times 11{,}481 + 6120.45$$

$$qu = 19668.03 \text{ Kg.}$$

Tensiones verticales.

NIVEL	AREA	q Kg	Q Kg	σ K/cm²	qu Kg	Qu Kg	σuv K/cm²
1	6700	- 13555.75	-244003.50	- 36.41	- 19668.03	- 354028.0	- 52.84
5	6700	- 13555.75	-189780.50	- 28.32	- 19668.03	- 275352.0	- 41.10
10	6700	- 13555.75	-122001.75	- 18.20	- 19668.03	- 177012.2	- 26.42

Tensiones normales y fuerzas de diseño actuando en el elemento

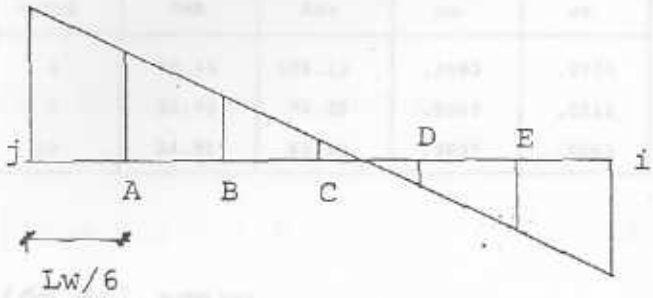
NIVEL	σih	σjh	σih	σujh	σuv	σutj	σuti	Mu K-mt	Nu Kg
1	178.04	- 178.04	332.95	- 332.95	- 52.84	210.08	- 289.34	934134.79	- 265518.40
5	122.77	- 122.77	229.59	- 229.59	- 41.10	123.95	- 218.43	644167.04	- 206514.31
10	61.15	- 61.15	114.35	- 114.35	- 26.42	56.04	- 115.48	320824.62	- 132709.20

Tensiones tangenciales y fuerzas de corte de diseño actuando en el elemento

NIVEL	Sección	τ K/cm²	τd Kg/cm²	V Kg/cm²	Vu Kg/cm²
1	j	0.00	0.00	- 20077.43	- 28158.59
	A	- 2.49	- 1.87		
	B	- 3.99	- 2.99		
	C	- 4.49	- 3.37		
	D	- 3.99	- 2.99		
	E	- 2.49	- 1.87		
	i	0.00	0.00		
5	j	0.00	0.00	- 18981.16	- 26621.07
	A	- 2.36	- 1.77		
	B	- 3.77	- 2.83		
	C	- 4.24	- 3.18		
	D	- 3.77	- 2.83		
	E	- 2.36	- 1.77		
	i	0.00	0.00		
10	j	0.00	0.00	- 15144.23	- 21239.78
	A	- 1.88	- 1.41		
	B	- 3.01	- 2.26		
	C	- 3.39	- 2.54		
	D	- 3.01	- 2.26		
	E	- 1.88	- 1.41		
	i	0.00	0.00		

a. Aplicación del método de tensiones.

En la tabla que se presenta a continuación se señalan las tensiones últimas de diseño actuando sobre la pantalla en diferentes secciones, y el porcentaje de acero correspondiente en ese punto.



NIVEL	SECCION	σd	τd	ρh	ρv	Ash cm²	Asv cm²
1	j	- 160.84	0.00	.0025	.0025	2.79	2.79
	A	- 70.05	- 1.87	.0141	.0141	15.68	15.68
	B	- 43.24	- 2.99	.0088	.0088	9.84	9.84
	C	- 16.43	- 3.37	.0038	.0038	4.26	4.26
	D	- 10.37	- 2.99	.0025	.0053	2.79	5.97
	E	37.17	- 1.87	.0025	.0156	2.79	17.44
	F	0.00	- 3.37	.0023	.0023	2.79	2.79
	i	106.25	0.00	-	.0425	-	47.46
5	j	- 113.32	0.00	.0025	.0025	2.79	2.79
	A	- 50.84	- 1.77	.0102	.0102	11.41	11.41
	B	- 31.95	- 2.83	.0066	.0066	7.35	7.35
	C	- 13.06	- 3.18	.0025	.0025	2.79	2.79
	D	5.81	- 2.83	.0025	.0035	2.79	3.86
	E	24.70	- 1.77	.0025	.0106	2.79	11.82
	F	0.00	- 3.18	.0023	.0025	2.79	2.79
	i	70.84	0.00	-	.0283	-	31.64
10	j	- 59.51	0.00	.0023	.0023	2.79	2.79
	A	- 28.69	- 1.41	.0058	.0058	6.47	6.47
	B	- 18.77	- 2.26	.0040	.0040	4.49	4.49
	C	8.85	- 2.54	.0025	.0025	2.79	2.79
	D	1.06	- 2.26	.0025	.0025	2.79	2.79
	E	10.98	- 1.41	.0025	.0050	2.79	5.53
	F	- 0.00	- -2.54	.0025	.0025	2.79	2.79
	i	32.21	0.00	-	.0129		14.38

Para conocer el porcentaje de acero total a lo largo de la pantalla, es necesario sumar todas las áreas de acero correspondiente a cada sección y dividirla entre el área - total de la pantalla.

NIVEL	Ash	Asv	ph	pv
1	40.94	106.23	.0061	.0159
5	32.71	74.45	.0049	.0111
10	24.91	42,03	.0037	.0063

Distribución del acero.

NIVEL	SECCION	Ash cm^2	Ash/ml	Ash/ml/2	Asv cm^2	Asv/ml	Asv/ml/2
1	j	2.79	5.00	2.50	2.79	5.00	2.50
	A	15.68	28.08	14.04	15.68	28.08	14.04
	B	9.84	17.62	8.81	9.84	17.62	8.81
	C	4.26	7.62	3.81	4.25	7.62	3.81
	D	2.79	5.00	2.50	5.97	10.69	5.34
	E	2.79	5.00	2.50	17.44	31.23	15.61
	F	2.79	5.00	2.50	2.79	5.00	2.50
	i	-	-	-	47.46	85.00	42.00

Solución N° 1 - Colocación de malla.

Debido a que en cada sección se necesita un área de acero diferente, se colocaran mallas diferentes; la malla de los extremos suministrará el área de acero necesaria para el punto i, y la malla central, suministrará el área de acero necesaria en el punto B.

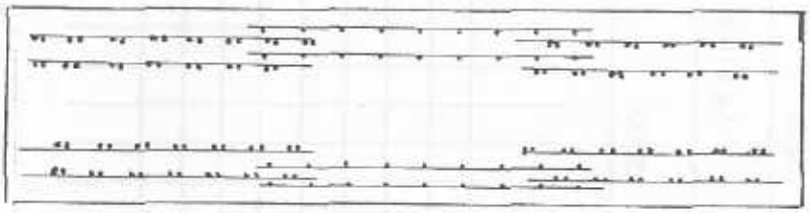
Debido a que el área necesaria en el punto i no puede ser suministrada por ninguna malla simple, se colocarán mallas dobles.

Característica de la malla de los extremos.

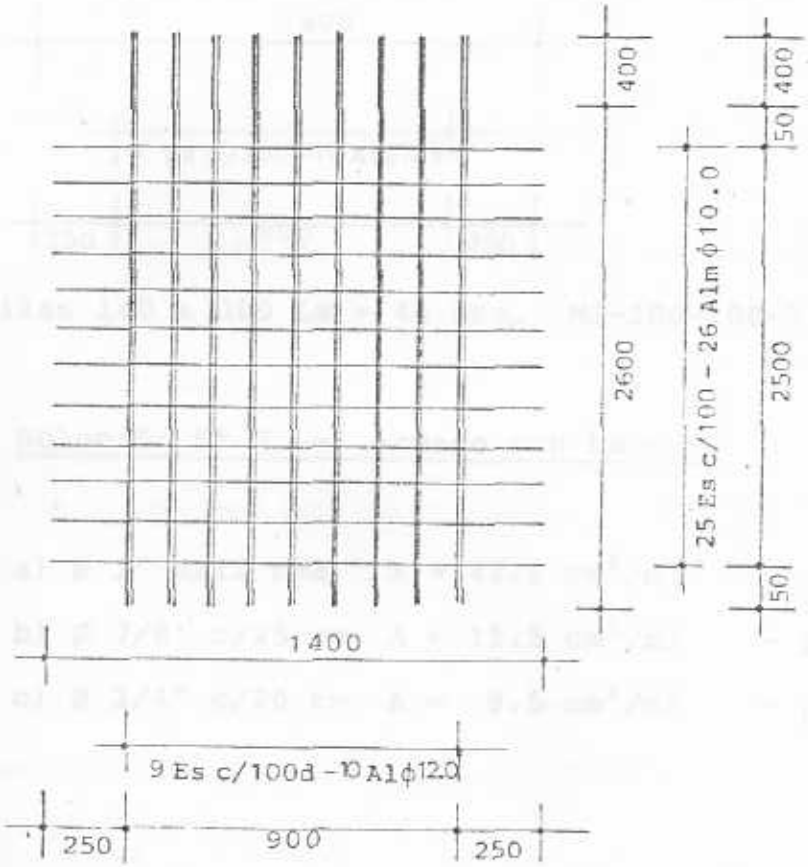
MI - 100 d - 100 - 12.0 - 10.0 A = 22.62 cm^2/ml

Característica de la malla central.

MI - 100 - 100 - 7.5 - 6.5 A = 4.42 cm^2/ml

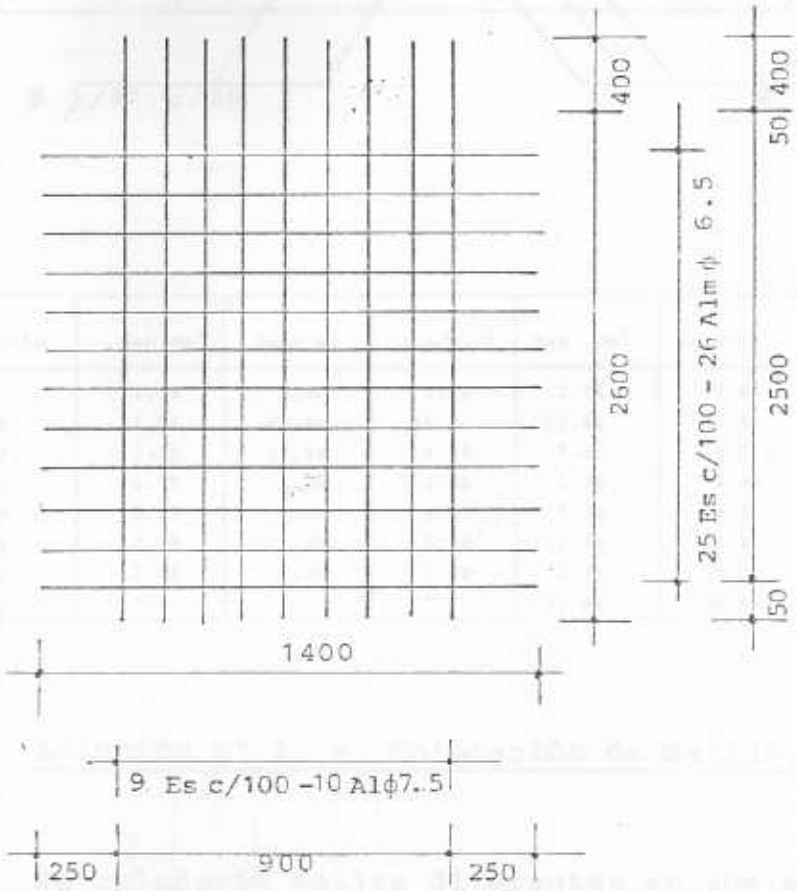


Malla tipo de los extremos.



Total 8 mallas 140 x 300 Ls = 45 cms MI-100d-100-12.0-10.0

Malla tipo central.



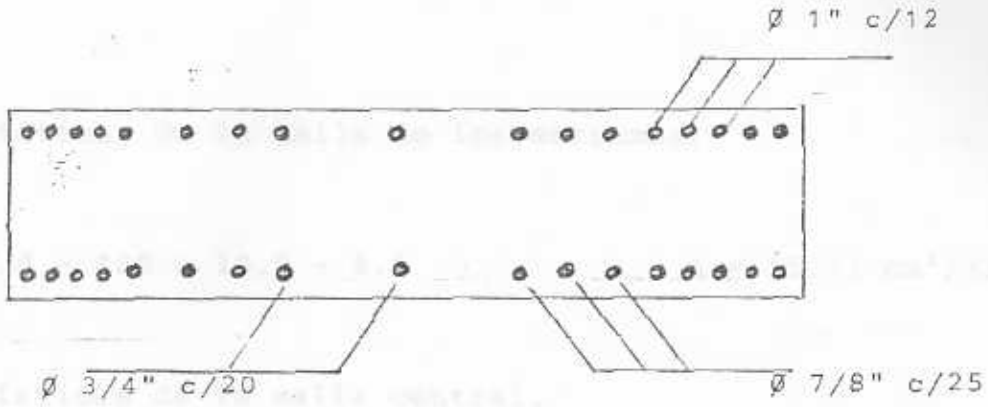
Total 4 mallas 140 x 300 Ls = 45 cms. MI-100-100-7.5-6.5

Solución N° 2 - Armado con barras.

a) Ø 1" c/12 cms A = 42.2 cm^2/ml - punto i

b) Ø 7/8' c/25 cm A = 15.5 cm^2/ml - punto E

c) Ø 3/4" c/20 cm A = 9.5 cm^2/ml - punto B



Nivel	sección	Ash cm²	Ash/ ml	Ash/ml/2	Asv cm²	Asv/ml	Asv/ml/2
	J	2.79	5.00	2.50	2.79	5.00	2.50
	A	11.41	20.44	10.22	11.41	20.44	10.22
	B	7.35	13.16	6.58	7.35	13.16	6.58
5	C	2.79	5.00	2.50	2.79	5.00	2.50
	D	2.79	5.00	2.50	3.86	6.91	3.46
	E	2.79	5.00	2.50	11.82	21.17	10.59
	F	2.79	5.00	2.50	2.79	5.00	2.50
	I	-	-	-	31.64	56.67	28.34

Solución N° 1 - Colocación de mallas.

Se colocarán mallas diferentes en los extremos y - en el centro, debido a que en cada sección se necesita un á-- rea de acero diferente.

Se colocaron mallas dobles de 140 x 300 con una -- longitud de solape de 45 cms.

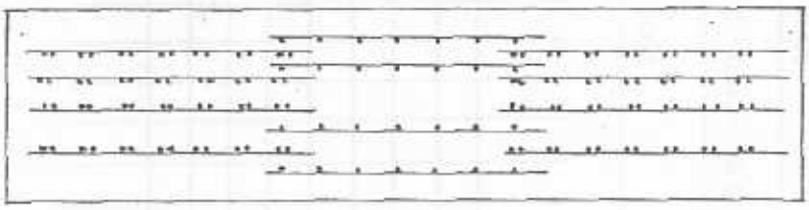
La malla de los extremos debe suministrar un área de 14.17 cm^2/ml y la central de 3.29 cm^2/ml.

Características de la malla de los extremos.

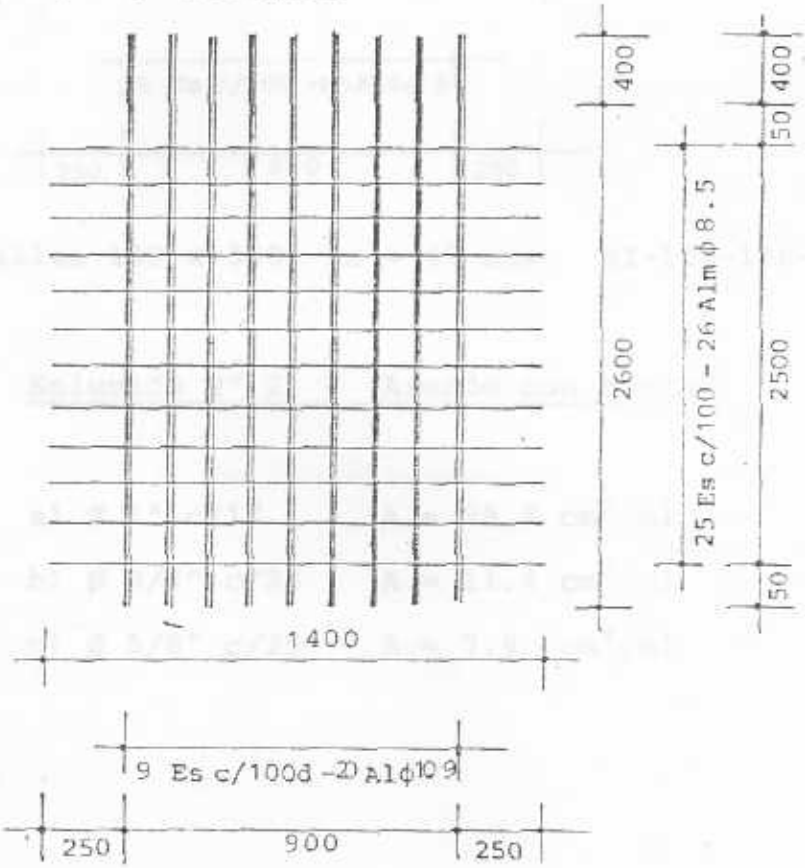
MI - 100 d - 100 - 10.0 - 8.5 A = 15.71 cm^2/ml

Características de la malla central.

MI - 100 - 100 - 6.5 - 5.5 A = 3.32 cm^2/ml

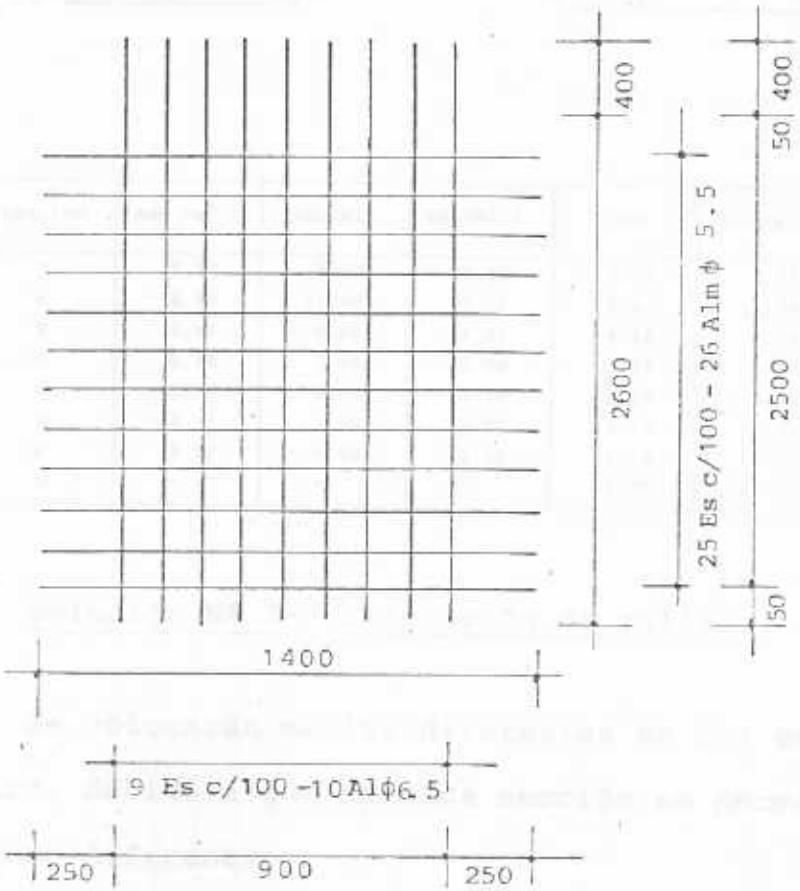


Malla tipo de los extremos.



Total 8 mallas 140 x 300 Ls = 45 cms. MI-100d-100-10.0-8.5

Malla tipo central.



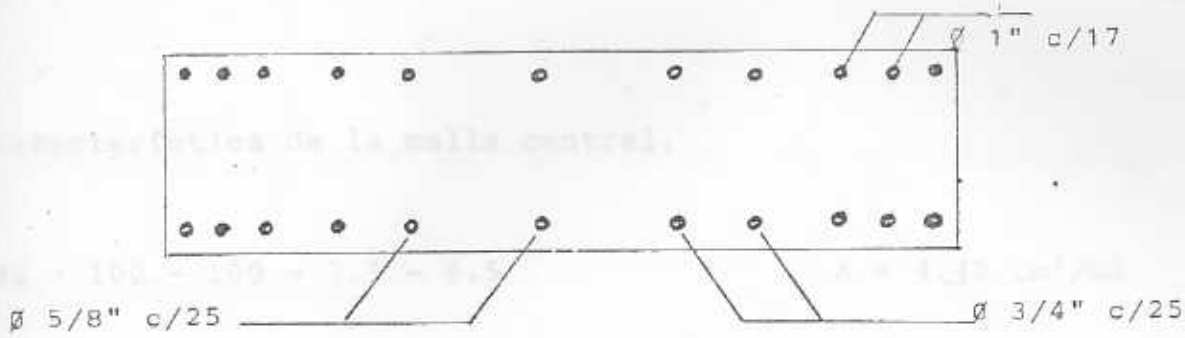
Total 4 mallas 140 x 300 Ls = 45 cms. MI-100-100-6.5-5.5

Solución N° 2 - Armado con barras.

a) Ø 1" c/17 A = 29.8 cm^2/ml - punto i

b) Ø 3/4" c/25 A = 11.4 cm^2/ml - punto E

c) Ø 5/8" c/25 A = 7.9 cm^2/ml - punto B



Nivel	Sección	Ash cm²	Ash/ml	Ash/ml/2	Asv	Asv/ml	Asv/ml/2
	1	2.79	5.00	2.50	2.79	5.00	2.50
	A	6.47	11.58	5.79	6.47	11.58	5.79
	B	4.49	8.04	4.02	4.49	8.04	4.02
10	C	2.79	5.00	2.50	2.79	5.00	2.50
	D	2.79	5.00	2.30	2.79	5.00	2.50
	E	2.79	5.00	2.50	5.53	9.90	4.95
	F	2.79	5.00	2.50	2.79	5.00	2.50
	1	-	-	-	14.38	25.75	12.87

Solución Nª 1- Colocación de mallas

Se colocarán mallas diferentes en los extremos y en el centro, debido a que en cada sección se necesita un área de acero diferente.-

Se colocarán mallas de 140 x 300 con una longitud de solape de 45 cms.

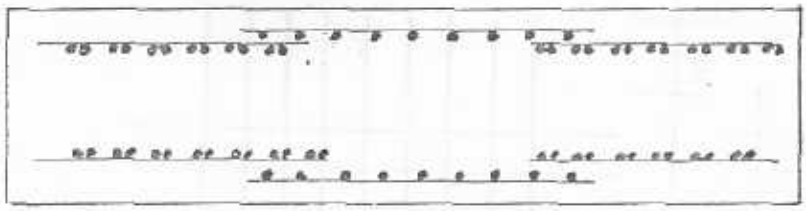
La malla de los extremos debe suministrar un acero de 12.87 y la central de 4.02 cm^2/ml.

Característica de la malla de los extremos.

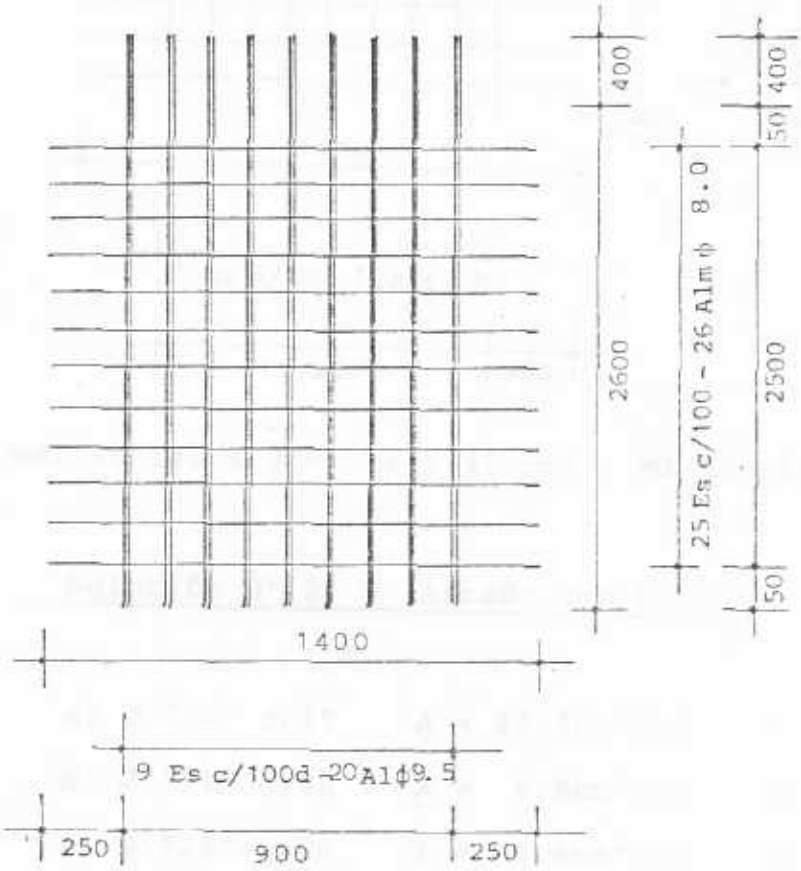
MI - 100 d - 100 - 9.5 - 8.0 A = 14.18 cm^2/ml.

Característica de la malla central.

MI - 100 - 100 - 7.5 - 6.5 A = 4.42 cm^2/ml

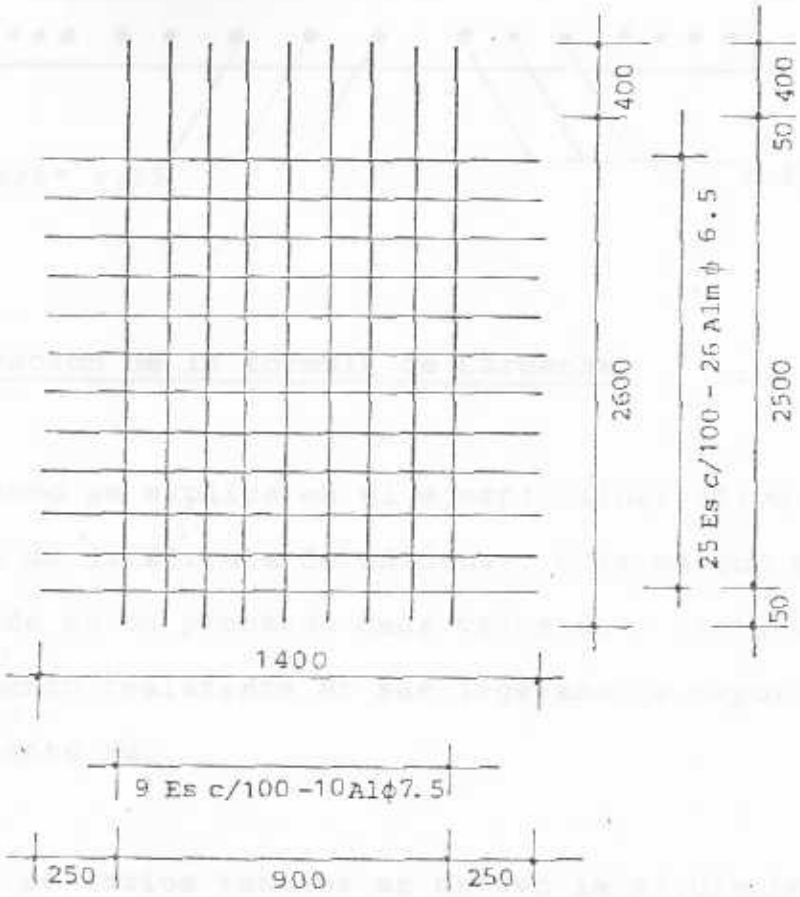


Malla tipo de los extremos.



Total 4 mallas 140 x 300 Ls = 45 cm MI-100-d-100-9.5-8.0

Malla tipo central.



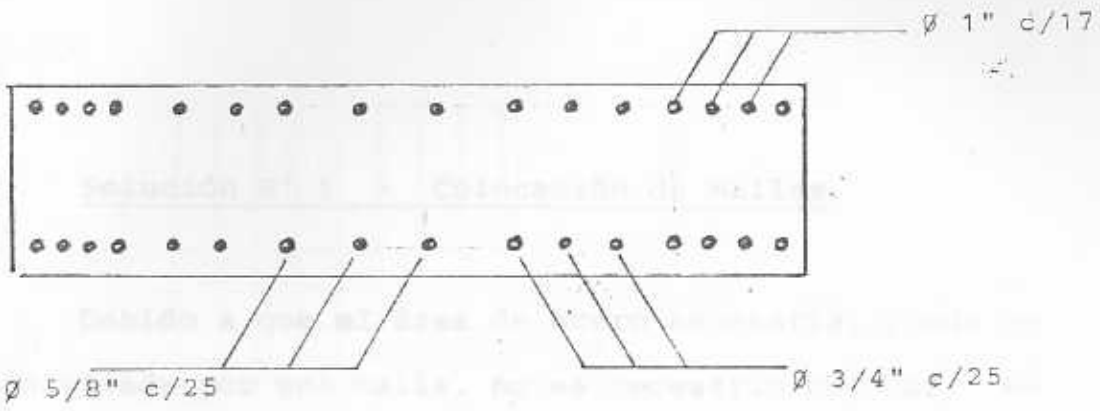
Total 2 mallas 140 x 300 Ls = 45 cms MI-100-100-7.5-6.5

Solución N° 2 - Armado con barras.

a) Ø 7/8" c/25 A = 15.5cm²/ml - punto i

b) Ø 5/8" c/30 A = 6.6cm²/ml - punto E

c) Ø 5/8" c/30 A = 6.6cm²/ml - punto B



b. Aplicación de la fórmula de Cárdenas.

Tal como se explica en el ejemplo ilustrativo de la -- aplicación de la fórmula de Cárdenas, este método es iterativo, en donde se va probando cada valor de ρ hasta obtener - que el momento resistente Mr sea ligeramente mayor que el momento actuante Mu.

Luego de varios tanteos se obtuvo la siguiente solución:

Nivel	Nu Kg	Mu Kg-mt	Mr K-ml	ρ	as cm²	As/ml	As/ml/2
1	- 265518.40	934134.79	94656.29	.0185	123.95	37.00	18.50
5	- 206514.31	644167.04	646152.43	.0100	67.00	20.00	10.00
10	- 132759.20	3260824.62	326286.18	.0030	20.10	6.00	3.00

Nivel 1

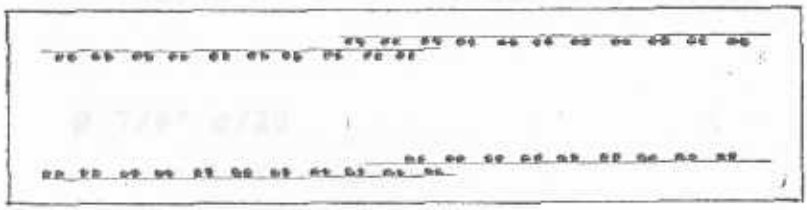
Solución N° 1 - Colocación de mallas.

Debido a que el área de acero necesaria, puede -- ser suministrada por una malla, no es necesario colocar, -- mallas dobles, ni paquetes de barras en los extremos, por lo que se colocaran 2 capas de mallas.

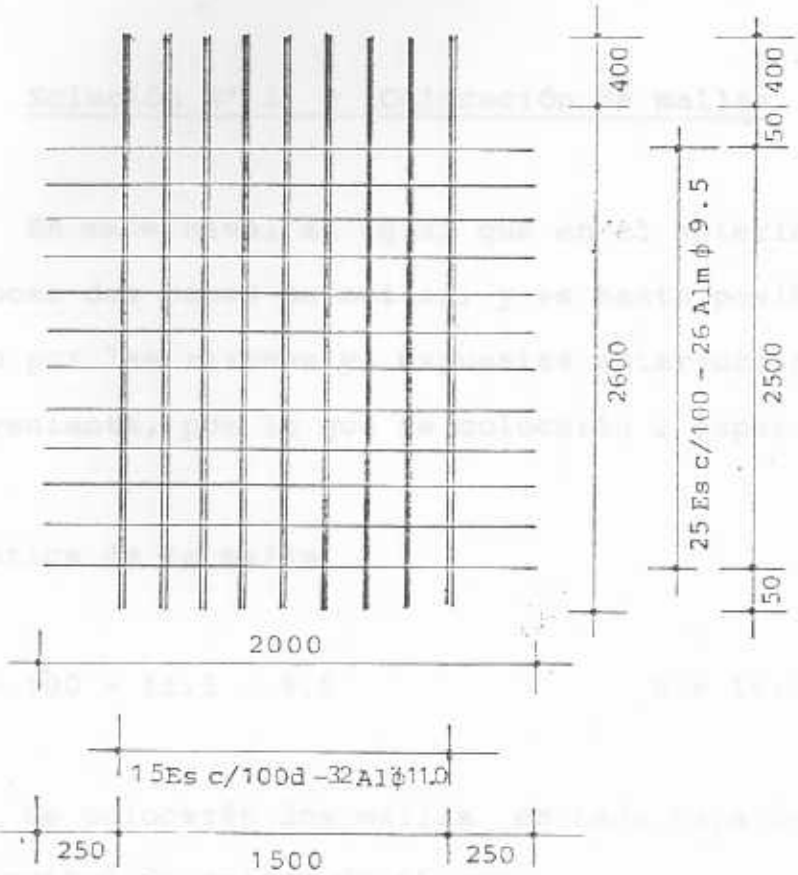
Caractrísticas de la malla.

MI - 100d - 100 - 11.0 - 9.5 $A = 19.01\ cm^2/ml$

Se colocarán 2 mallas en cada capa de 200 x 300 - con una longitud de solape de 65 cms.



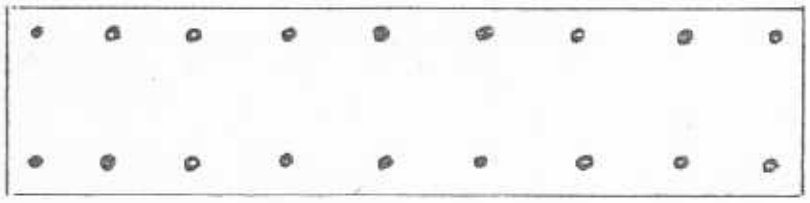
Malla tipo.



Total 4 mallas 200 x 300 Ls = 65 cms MI-100d-100-11.0-9.5

Solución N° 2 - Armado con barras.

Ø 7/8" c/20 A = 19.4 cm^2/ml



Nivel 5

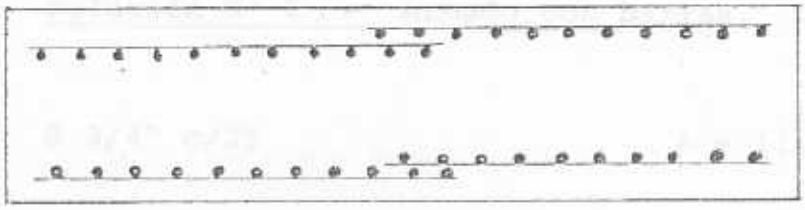
Solución N° 1 - Colocación de mallas.

En este nivel al igual que en el anterior, es posible colocar dos capas de mallas, y es hasta posible una sola capa, pero por las razones ya expuestas anteriormente esto no es conveniente, por lo que se colocarán 2 capas de mallas.

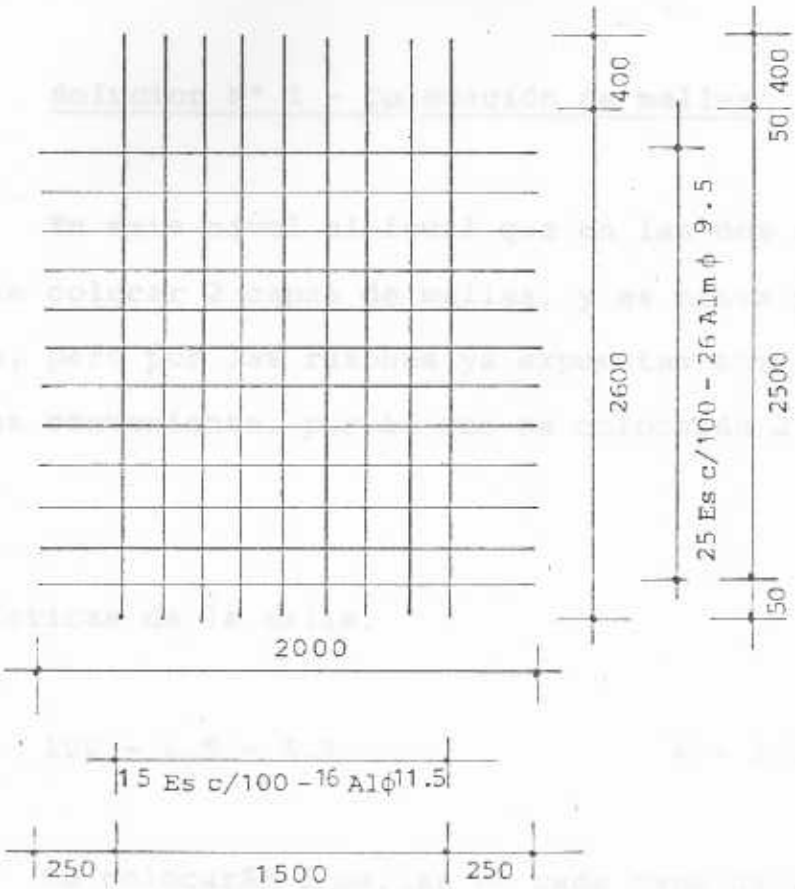
Característica de la malla.

MI - 100 - 100 - 11.5 - 9.5 $A = 10.39\ cm^2/ml$

Se colocarán dos mallas en cada capa de 200 x 300 con una longitud de solape de 65 cms.



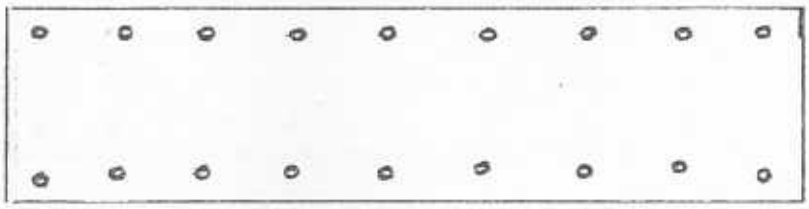
Malla tipo.



Total 4 mallas 200 x 300 Ls = 65 cms MI-100-100-11.5-9.5

Solución N° 2 - Armado con barras.

Ø 3/4" c/25 A = 11.4 cm^2/ml



Nivel 10

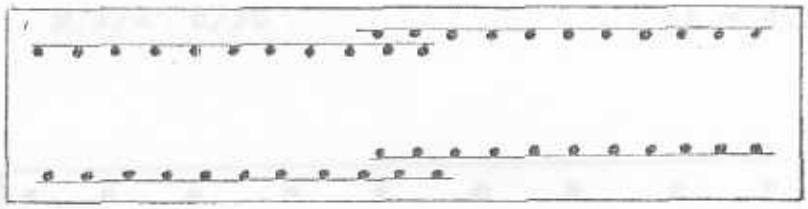
Solucion N° 1 - Colocación de mallas.

En este nivel al igual que en las dos anteriores, es posible colocar 2 capas de mallas, y es hasta posible una sola capa, pero por las razones ya expuestas anteiormente, - esto no es conveniente, por lo que se colocarán 2 capas de - mallas.

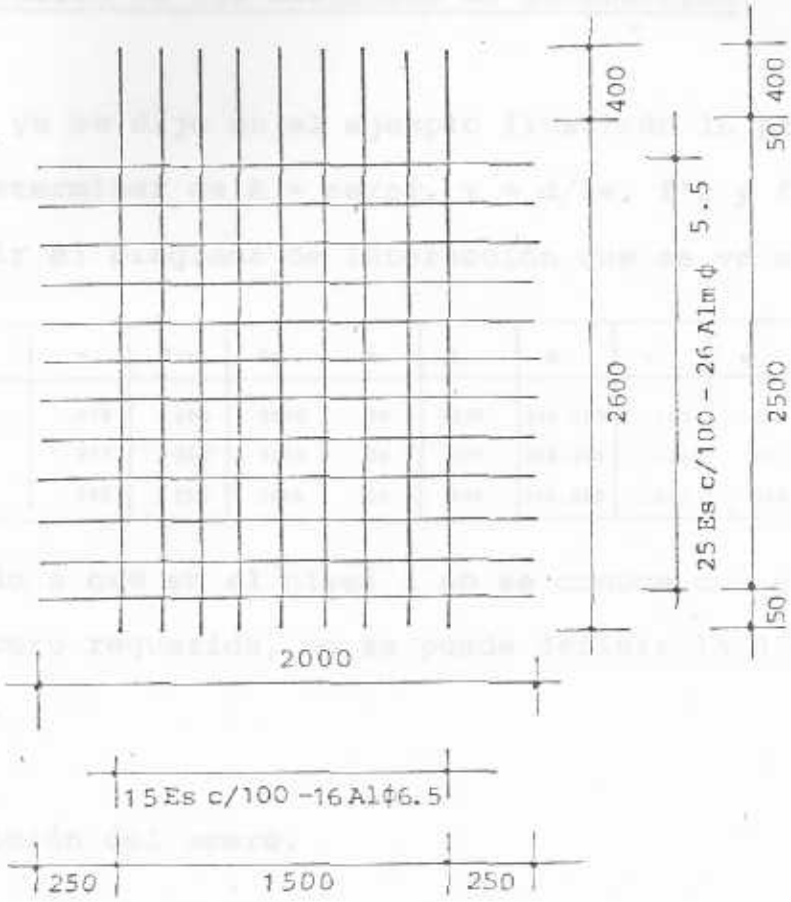
Características de la malla.

MI - 100 - 100 - 6.5 - 5.5 A = 3.32 cm^2/ml

Se colocarán 2 mallas en cada capa de 200 x 300 - con una longitud de solape de 65 cms.



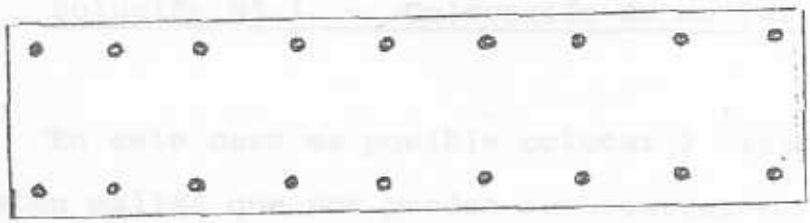
Malla tipo.



Total 4 mallas 200 x 300 Ls = 65 cm MI-100-100-6.5-5.5

Solución N° 2 - Armado con barras.

Ø 1/2" c/30 A = 4.20 cm^2/ml



c. Aplicación de los Diagramas de Interacción.

Como ya se dijo en el ejemplo ilustrado lo primero que hay que determinar es $A = \rho e/\rho l$, $\gamma = d/lw$, f'c y fy, para poder definir el Diagrama de Interacción que se va a utilizar

Nivel	A	γ	f'c	fy	b	L	d	v	μ	ρ	As
1	0	.975	250	5000	20	335	326.625	.163	.175	>.02	>134.00
5	0	.975	250	5000	20	335	326.625	.126	.121	>.02	75.38
10	0	.975	250	5000	20	335	326.625	.081	.060	.003	20.10

Debido a que en el nivel 1 no se conoce con exactitud el área de acero requerida, no se puede definir la distribución del acero.

Distribución del acero.

Nivel 5

$As = 75.38\ cm^2$

$As/ml = 22.50\ cm^2/ml$

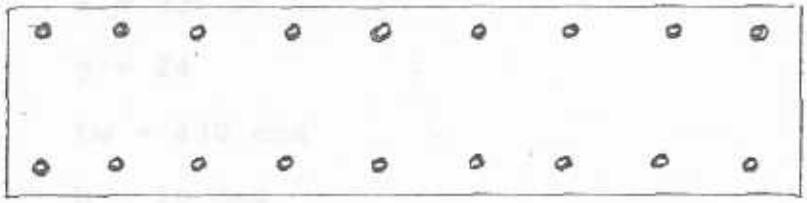
$As/ml\ 12 = 11.25\ cm^2/ml$

Solución N° 1 - Colocación de mallas.

En este caso es posible colocar 2 capas de mallas, pués existen mallas que nos pueden suministrar el área de acero necesario.

Solución N° 2 - Armado con barras.

Ø 1/2" c/30 A = 4.20 cm^2/ml



Cuadro comparativo de los tres métodos.

NIVEL	pt	pc	pi
1	1.59%	1.85%	> 2%
5	1.11%	1.00%	1.125%
10	0.63%	0.30%	0.30%

- Elemento 10

Se analiza bajo el sistema de carga horizontal actuando en sentido x, y carga vertical.

Características del elemento 10

Sub-elementos 14

$i = 23$

$j = 24$

$Lw = 430$ cms

$h = 20$ cms

$A = 8600\ cm^2$

Peso propio de la pnatalla

$P = Lw \times h \times 1 \times \gamma c$

$P = 4.30 \times 0.20 \times 2.61 \times 2500$

$P = 5611.50$ Kg.

$Pu = P \times 1.4$

$Pu = 7856.10$ Kg.

Carga vertical total

$qu = (D + L)\ At + P$

$At = 763\ m^2$

$q = 800 \times 7.63 + 5611.50$

$q = 11715.50$ Kg.

$qu = U \times At + Pu$

$qu = 1180 \times 7.63 + 7856.10$

$qu = 16859.50$ Kg.

Tensiones verticales

Nivel	Area	q (kg)	Q (kg)	σ Kg/cm²	q_u (Kg)	Qu (Kg)	σ (Kg/cm²)
1	8600	- 11715.50	- 210879.00	- 24.52	- 16859.50	- 303471.00	- 35.29
5	8600	- 11715.50	- 364017.00	- 19.07	- 16859.50	- 236033.00	- 27.45
10	8600	- 11715.50	- 105435.50	- 12.26	- 16859.50	- 151735.50	- 17.64

Tensiones normales y fuerzas de diseño actuando en el elemento.

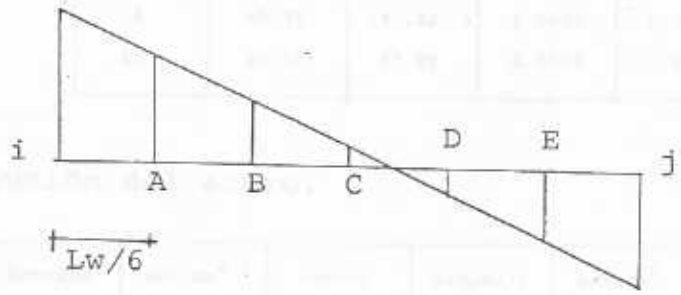
Nivel	σih	σjh	σuih	σujh	σuv	σuit	σujt	Mu K-mt	Nu Kg
1	241.21	241.21	- 451.06	451.06	- 35.29	- 364.76	311.83	- 2085058.9	- 227603.25
5	- 166.33	166.33	- 311.04	311.04	- 27.45	- 253.87	212.69	- 1437818.2	- 177024.75
10	- 82.84	82.84	- 154.91	154.91	- 17.64	- 129.41	102.95	- 716104.5	- 113801.6

Tensión tangenciales y fuerzas de corte de diseño actuando en el elemento.

Nivel	Sección	τ (K/cm²)	τd (K/cm²)	V Kg	Vu Kg
1	i	0.00	0.00	44814.33	62852.09
	A	4.34	3.25		
	B	6.94	5.21		
	C	7.81	5.86		
	D	6.94	5.21		
	E	4.34	3.25		
	j	0.00	0.00		
5	i	0.00	0.00	42367.38	59420.25
	A	4.10	3.07		
	B	6.56	4.92		
	C	7.38	5.54		
	D	6.56	4.92		
	E	4.10	3.07		
	j	0.00	0.00		
10	i	0.00	0.00	33803.05	47411.58
	A	3.27	2.45		
	B	5.24	3.93		
	C	5.89	4.42		
	D	5.24	3.93		
	E	3.27	2.45		
	j	0.00	0.00		

a. Aplicación del método de tensiones.

En la tabla que se presenta a continuación se señalan las tensiones últimas de diseño actuando sobre la pantalla en diferentes secciones, y el pocentaje de acero necesario.



Nivel	Sección	σd	τd	ρh	ρv	Ash cm²	Asv cm²
1	i	-199.30	0	.0025	.0025	3.58	3.58
	A	- 76.56	3.25	.0150	.0150	22.10	22.10
	B	- 43.34	5.21	.0090	.0090	13.13	13.13
	C	- 10.13	5.86	.0042	.0042	6.25	6.25
	D	23.08	5.21	.0025	.0110	3.58	16.22
	E	56.30	3.25	.0025	.0240	3.58	34.14
	F	0.00	5.86	.0025	.0025	3.58	3.58
	J	168.52	0	--	.0650	--	93.17
5	i	-139.05	0	.0025	.0025	3.58	3.58
	A	- 54.31	3.07	.0110	.0110	15.76	15.76
	B	- 31.14	4.92	.0068	.0068	9.80	9.80
	C	- 7.96	5.54	.0041	.0041	5.87	5.87
	D	15.20	4.92	.0025	.0081	3.58	11.54
	E	38.38	3.07	.0025	.0166	3.58	23.77
	F	0.00	5.54	.0025	.0025	3.58	3.58
	J	110.45	0	--	.0442	--	63.32
10	i	- 71.33	0	.0025	.0025	3.58	3.58
	A	- 29.05	2.45	.0060	.0060	8.56	8.56
	B	- 17.16	3.93	.0041	.0041	5.90	5.90
	C	- 5.27	4.42	.0031	.0031	4.39	4.39
	D	6.61	3.93	.0025	.0042	3.58	6.04
	E	18.49	2.45	.0025	.0084	3.58	12.01
	F	0.00	4.42	.0025	.0025	3.58	3.58
	J	52.94	0	--	.0212	--	30.35

Para conocer el porcentaje de acero total a lo lar

go de la pantalla es necesario sumar todas las áreas de acero correspondientes a cada sección y dividirla entre el área total de la pantalla.

Nivel	Ash	Asv	ρh	ρv
1	55.81	192.201	0.0065	0.0223
5	45.75	137.22	0.0053	0.0160
10	33.17	77.99	0.0039	0.0091

Distribución del acero.

Nivel	Sección	Ash cm^2	Ash/ml	Ash/ml/2	Asv cm^2	Asv/ ml	Asv/ml/2
1	I	3.58	5.00	2.50	3.58	5.00	2.50
	A	22.10	30.84	15.42	22.10	30.84	15.42
	B	13.13	18.32	9.16	13.13	18.32	9.16
	C	6.25	8.72	4.36	6.25	8.72	4.36
	D	3.58	5.00	2.50	16.22	22.63	11.31
	E	3.58	5.00	2.50	34.14	47.64	23.82
	F	3.58	5.00	2.50	3.58	5.00	2.50
	J	--	--	--	93.17	130.01	65.00

Solución N° 1 - Colocación de mallas.

Esta solución no es posible por no haber una malla que pueda suministrar el área del acero necesario; la máxima malla suministra un área de 22.62 cm^2/ml y se necesita 60 cm^2/ml. Tampoco es posible colocar mallas dobles pués el área necesaria en cada capa es: 32.50 cm^2/ml que es aún mayor el área que puede suministrar la malla máxima. Se podrá colocar capas de mallas, pero trae problemas durante el proceso de vaciado.

Solución N° 2 - Armado con barras.

Esta solución si es aplicable pués el Ø máximo a la mínima separación suministra un área de 72.4 cm^2; pero - no es conveniente separaciones menores a los 10 cm, por problemas de vaciado y construcción.

Nivel	Sección	Ash cm^2	Ash/ml	Ash/ml/2	Asv cm^2	Asv/ml	Asv/ml/2
	i	3.58	5.00	2.50	3.58	5.00	2.50
	A	15.76	21.99	10.99	15.76	21.99	10.99
	B	9.80	13.67	6.83	9.80	13.67	9.80
5	C	5.87	8.19	4.09	5.87	8.19	5.87
	D	3.58	5.00	2.50	11.54	16.10	8.05
	E	3.58	5.00	2.50	23.77	33.16	16.58
	F	3.58	5.00	2.50	3.58	5.00	2.50
	j	--	--	--	63.32	91.60	45.80

Solución N° 1 - Colocación de mallas.

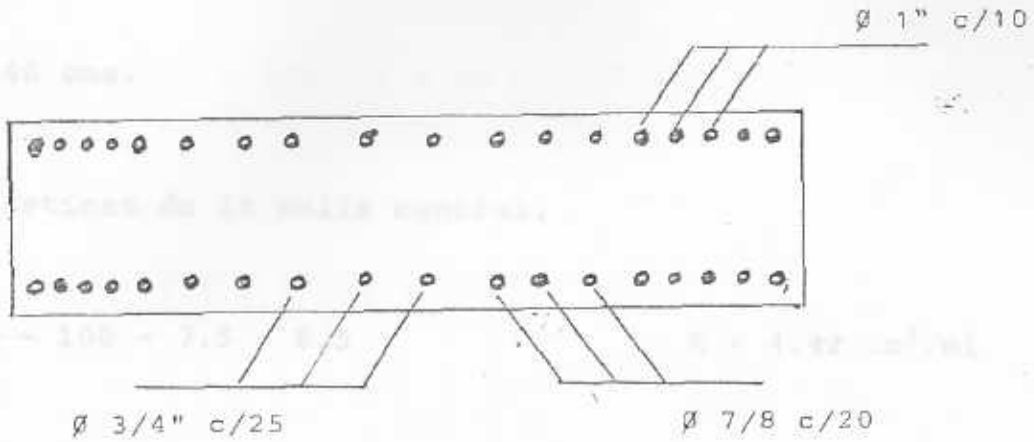
Esta solución no es posible por las mismas razones anteriores.

Solución N° 2 - Armado con barras.

a) Ø 1" c/10 A = 50.7 cm^2/ml - punto i

b) Ø 7/8" c/20 A = 19.4 cm^2/ml - punto E

c) Ø 3/4" c/25 A = 11.4 cm^2/ml - punto B



Nivel	Sección	Ash cm^2	Ash/ml	Ash/ml/2	Asv cm^2	Asv/ml	Asv/ml/2
	I	3.58	5.00	2.50	3.58	5.00	2.50
	A	8.56	11.94	5.97	8.56	11.94	5.97
	B	5.90	8.23	4.11	5.90	8.23	4.11
10	C	4.39	6.12	3.06	4.39	6.12	3.06
	D	3.58	5.00	2.50	6.04	8.42	4.21
	E	3.58	5.00	2.50	12.01	16.75	8.37
	F	3.58	5.00	2.50	3.58	5.00	2.50
	J	--	--	--	30.35	42.34	21.17

Solución N° 1 - Colocación de mallas.

Debido a que en cada sección es necesario diferentes áreas de acero se colocarán 2 tipos de mallas, una en los extremos y otra central.

Características de la malla de los extremos.

MI - 100 d - 100 - 11.5 - 9.5 A = 20.77 cm^2/ml

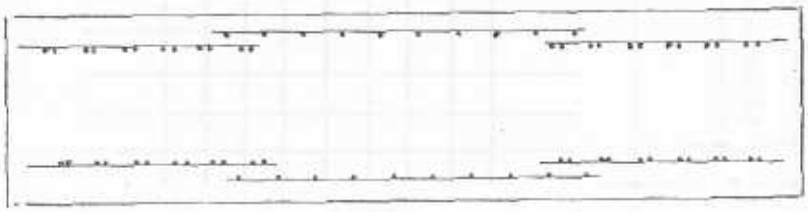
Se colocarán 2 mallas en cada capa, en los extremos, cuyas dimensiones son 170 x 300 con una longitud de so-

lape de 40 cms.

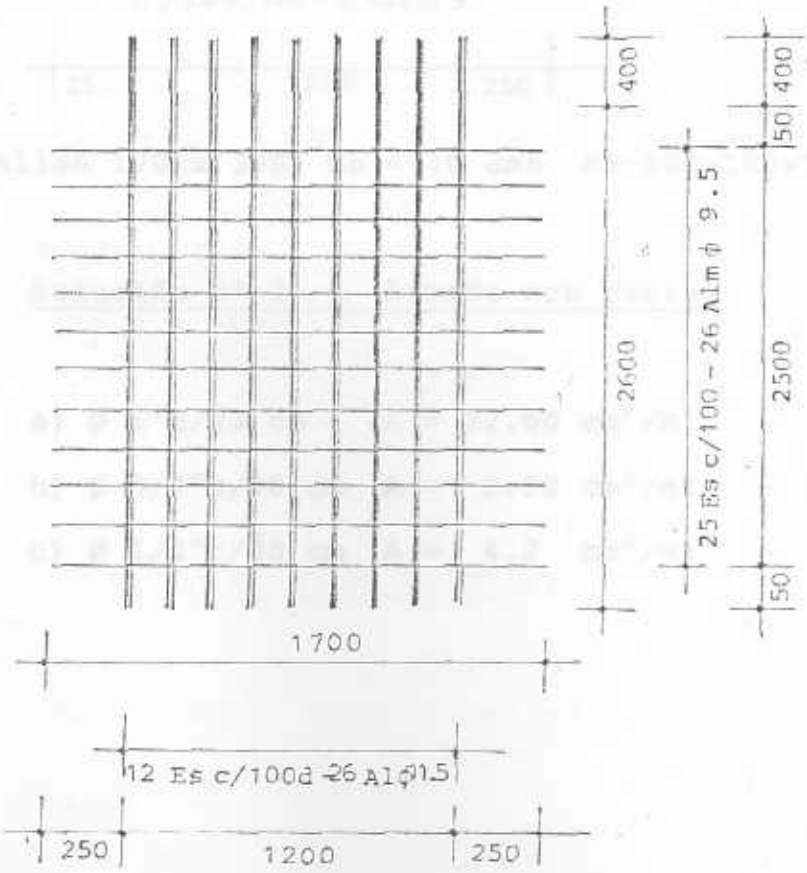
Características de la malla central.

MI - 100 - 100 - 7.5 - 6.5 A = 4.42 cm^2/ml

Se colocará una malla en cada capa, en el centro, cuyas dimensiones son 170 x 300 con una longitud de solape de 40 cms.

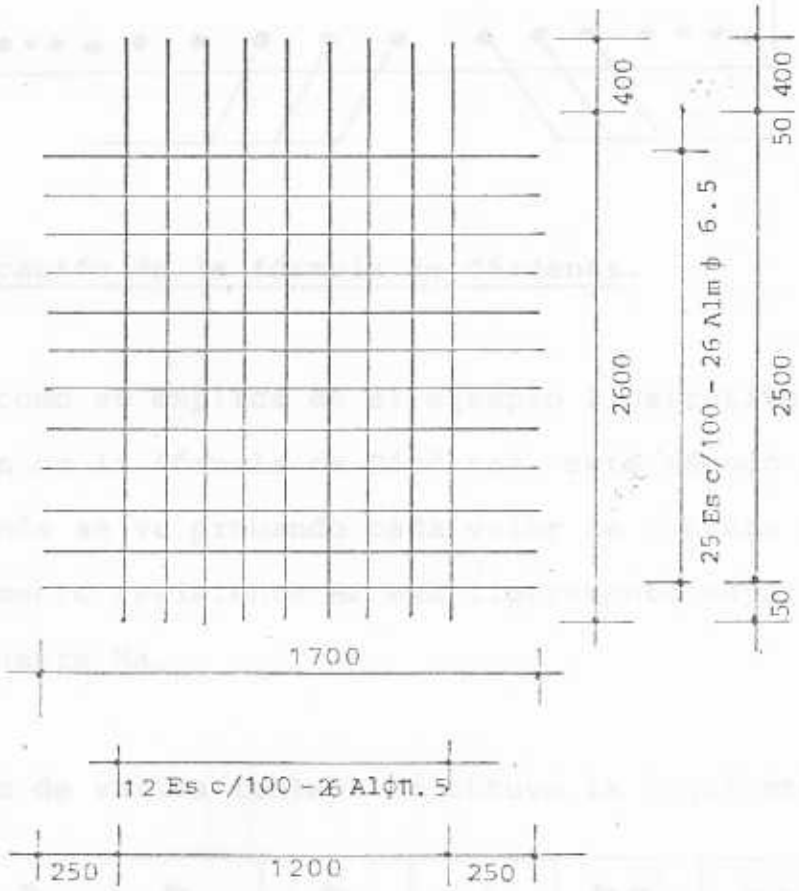


Malla tipo extrema



Total 4 mallas 170 x 300 Ls = 40 cm MI-100d-100-11.5-9.5

Malla tipo central



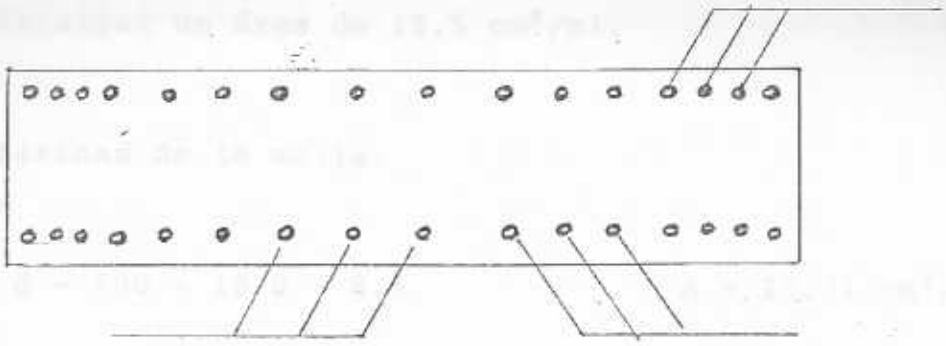
Total 2 mallas 170 x 300 Ls = 40 cms MI-100-100-7.5-6.5

Solución N° 2 - Armado con barras.

a) Ø 1'c/23 cm A = 22.00 cm^2/ml - punto i

b) Ø 3/4"c/30 cm A = 9.50 cm^2/ml - punto E

c) Ø 1/2"c/30 cm A = 4.2 cm^2/ml - punto D



b. Aplicación de la fórmula de Cárdenas.

Tal como se explica en el ejemplo ilustrativo de la -- aplicación de la fórmula de Cárdenas, este método es iterativo, en donde se va probando cada valor de ρ hasta obtener - que el momento resistente Mr sea ligeramente mayor que el momento actuante Ma.

Luego de varios tanteos se obtuvo la siguiente solución:

NIVEL	Nu	Mu	Mr	ρ	As cm^2	As/ml	As/ml/2
1	-227603.23	-2085068.9	2114366.97	.031	266.6	62.00	31.00
5	-177024.75	-1437818.2	1471364.41	.019	163.4	38.00	19.00
10	-113801.6	- 716104.5	720216.38	.007	60.2	14.00	7.00

Distribución del acero.

Nivel 1

Solución N° 1 - Colocación de mallas.

Es necesario colocar mallas dobles , cada malla -

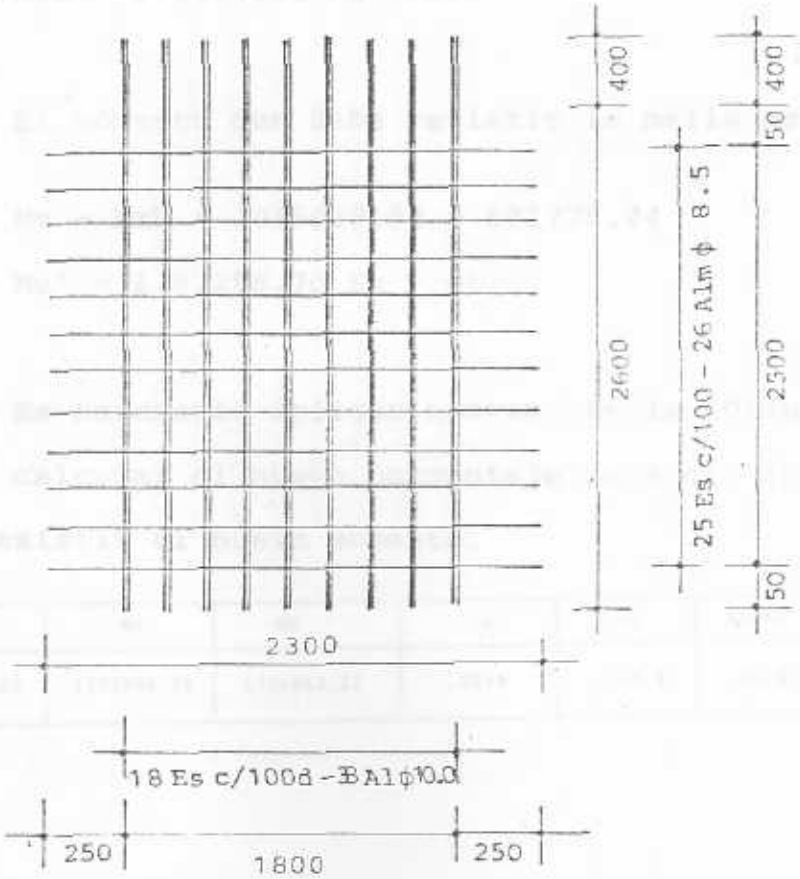
debe suministrar un área de 15.5 cm^2/ml.

Características de la malla.

MI - 100 d - 100 - 10.0 - 8.5 A = 15.71 cm^2/ml

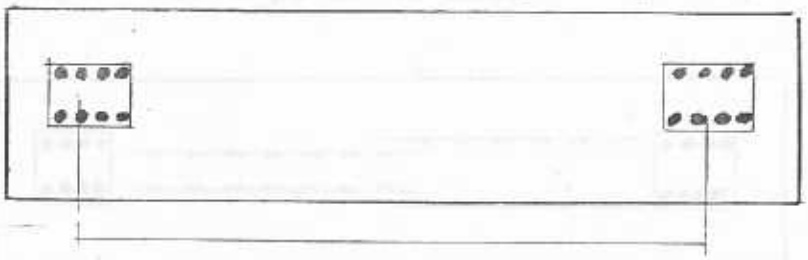
Se colocarán 2 mallas en cada capa, de 230 x 300 con una longitud de solape de 40 cms.

Malla tipo



Total 8 mallas 230 x 300 Ls = 40 cm. MI-100d-100-10.0-8.5

Solución N° 2 - Colocación de mallas y paquetes extremos de 8 barras Ø 1".



Mr por los paquetes = fy Asd

As = 5.07 x 8 = 40.56 cm^2

Mr = 4200 x 40.56 x 408.5

Mrb = 691770.24 Kg - mt

El momento que debe resistir la malla es:

Mu - Mrb = 2085058.94 - 691770.24

Mu' = 1393288.70 Kg - mt

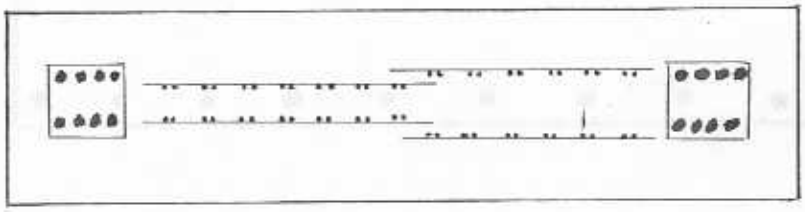
Es necesario aplicar nuevamente la fórmula de Cárdenas para calcular el nuevo porcentaje de acero (ρ) necesario para resistir el nuevo momento.

Nu	Mu	Mr	ρ	As	As/ml	As/ml/2
-227603.25	1393288.70	1431963.22	.0175	150.5	35.0	17.50

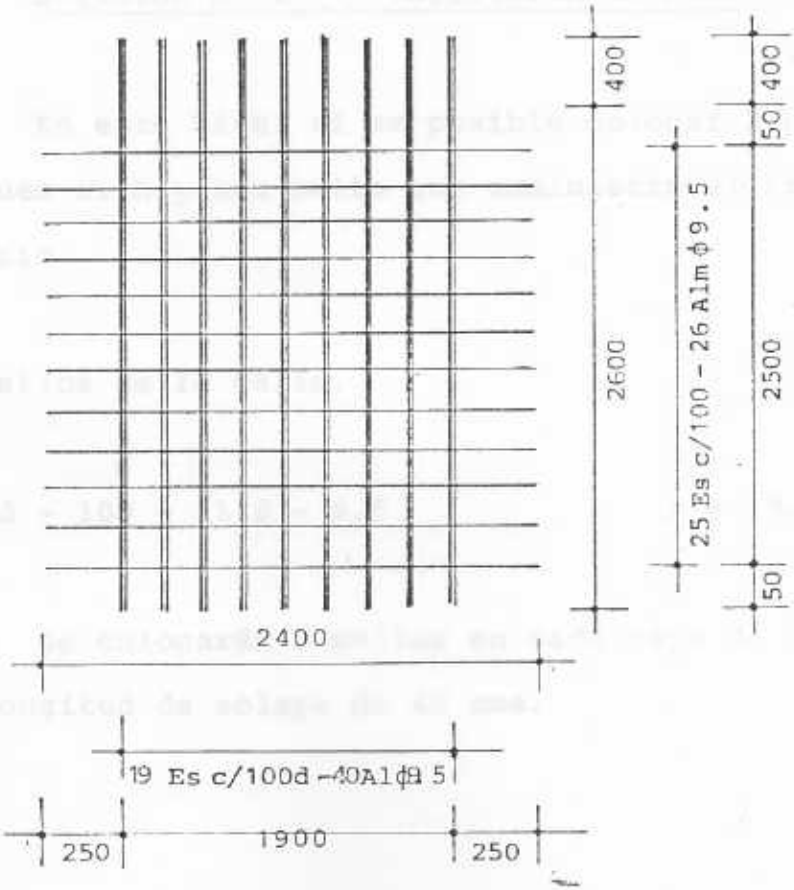
Característica de la malla.

MI - 100 d - 100 - 11.0 - 9.5 A = 19.01 cm^2/ml

Se colocarán 2 mallas en cada capa de 240 x 300 con una longitud de capa de 35 cms.



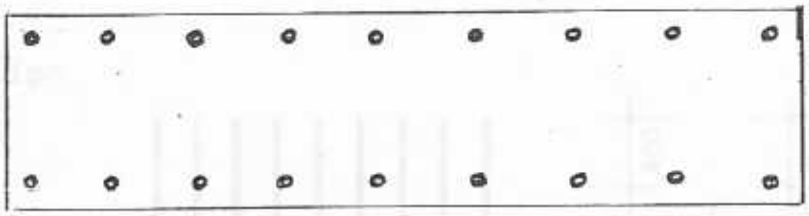
Malla tipo



Total 4 mallas 240 x 300 Ls = 35 cm MI-100d-100-11.0-9.5

Solución N° 3 - Armado con barras.

Ø 1" c/15 cm. A = 33.8 cm^2/ml



Nivel 5

Solución N° 1 - Colocación de mallas.

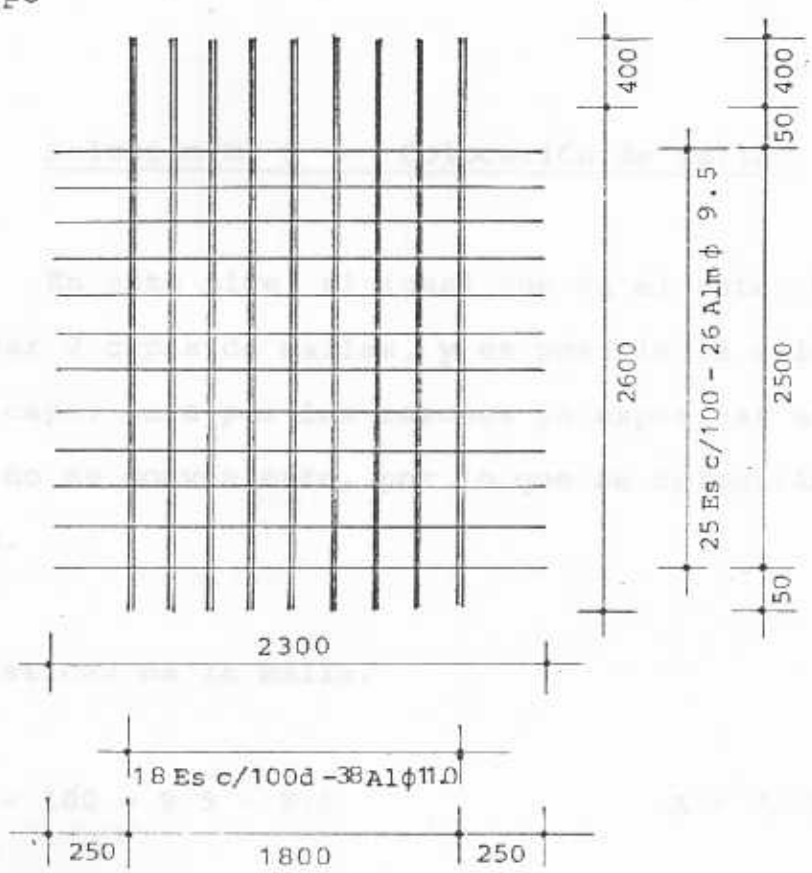
En este nivel si es posible colocar 2 capas de -- mallas, pues si hay una malla que suministro el área de acero necesario.

Característica de la malla.

MI - 100 d - 100 - 11.0 - 9.5 A = 19.01 cm^2/ml

Se colocarán 2 mallas en cada capa de 230 x 300 - con una longitud de solape de 40 cms.

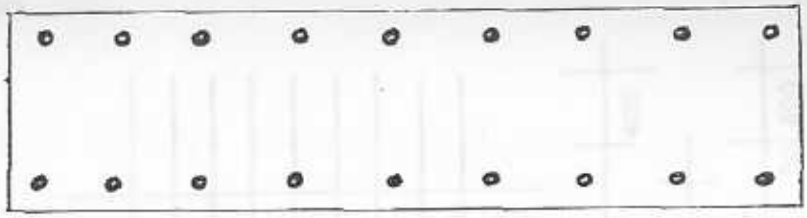
Mallas tipo



Total 4 mallas 230 x 300 Ls = 40 cms MI-100d-100-11.0-9.5

Solución N° 2 - Armado con barras.

Ø 1' c/25 cm A = 20.3 cm^2/ml



Nivel 10

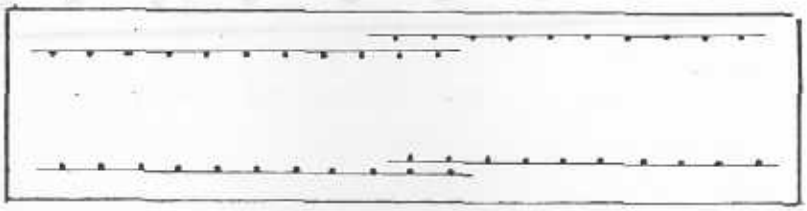
Solución N° 1 - Colocación de mallas.

En este nivel al igual que en el anterior, es posible colocar 2 capas de mallas, y es posible la colocación de una sola capa, pero por las razones ya expuestas anteriormente, esto no es conveniente, por lo que se colocarán 2 capas de mallas.

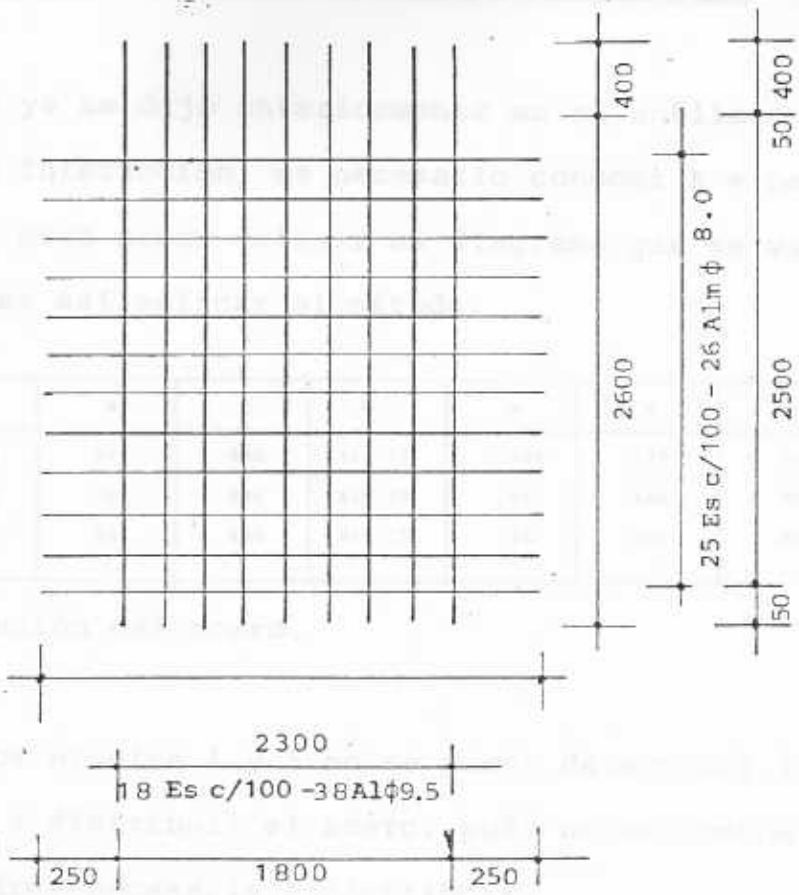
Características de la malla.

MI - 100 - 100 - 9.5 - 8.0 A = 7.09 cm^2/ml

Se colocarán 2 mallas en cada capa de 230 x 300 - con una longitud de solape de 40 cm.



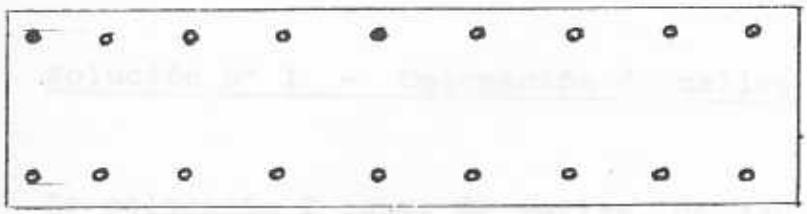
Malla tipo



Total 4 mallas 230 x 300 Ls = 40 cm MI-100-100-9.5-8.0

Solución N° 2 - Armado con barras.

Ø 5/8" c/25 cm A = 7.9 cm^2/ml



c. Aplicación de las Diagramas de Interacción.

Como ya se dijo anteriormente en el análisis de los Diagramas de Interacción, es necesario conocer A = ρe/ρl, γ=d/L f'c y fy, para poder definir el diagrama que se va a utilizar y poder así aplicar el método.

NIVEL	A	γ	b	L	d	ν	μ	ρ	As
1	0	.975	20	430	419.25	.109	.237	> .02	> 172
5	0	.975	20	430	419.25	.084	.164	> .02	> 172
10	0	.975	20	430	419.25	.54	.081	.0075	64.50

Distribución del acero.

En los niveles 1 y 5 no se puede determinar la forma en que se va a distribuir el acero, pués no se conoce con exactitud el área necesaria a distribuir.

Nivel 10

As = 64.50 cm^2

As/ml = 15.0 cm^2/ml

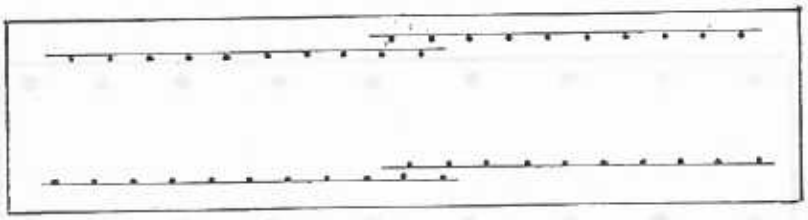
As/ml/2 = 7.5 cm^2/ml

Solución N° 1 - Colocación de mallas

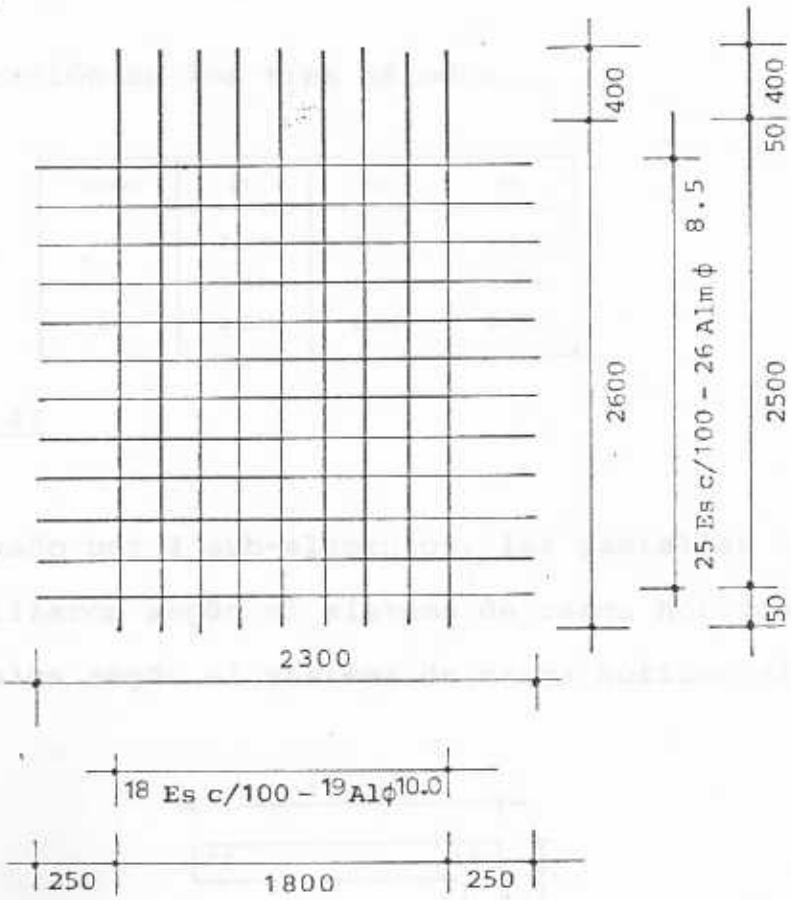
Se colocarán 2 capas de mallas, de 230 x 300 con una longitud de solape Ls de 40 cms.

Características de la malla.

MI - 100 - 100 - 10.0 - 8.5 A = 7.85 cm^2/ml



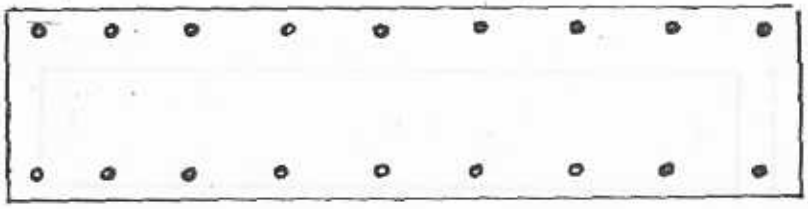
Malla tipo



Total 4 mallas 230 x 300 Ls = 40 cm MI-100-100-10.0-8.5

Solución N° 2 - Armado con barras.

Ø 5/8" c/25 A = 7.9 cm^2/ml

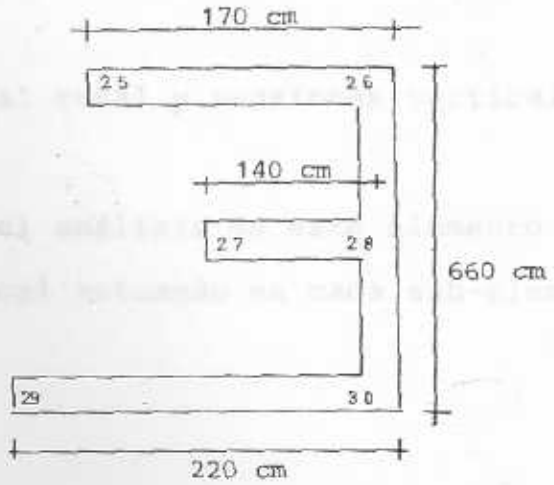


Comparación de los tres métodos.

Nivel	ρt	ρc	ρi
1	2,23%	3,1 %	> 2 %
5	1,60%	1,9 %	> 2 %
10	0,91%	0,70%	0,75%

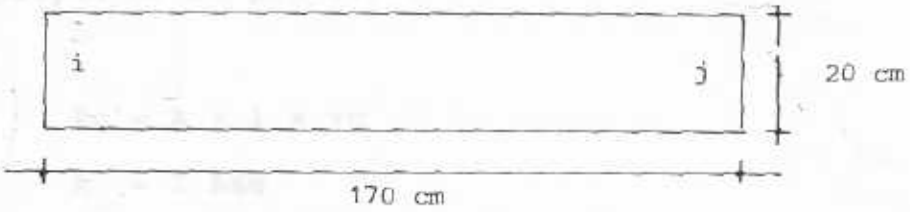
- Elemento 11

Está formado por 4 sub-elementos, las pantallas horizontales se analizaron según el sistema de carga horizontal x, y - las verticales según el sistema de carga horizontal y.



Este elemento se analizará por partes; se analizó cada sub-elemento individualmente.

Características del sub- elemento 15.



i = 25

j = 26

Lw=170 cms.

h = 20 cms

A = 3400 cm^2

Peso propio del sub-elemento

$$Pu = 1.4\ Lw \times h \times 1 \times \gamma c$$

$$Pu = 1.4 \times 1.7 \times 0.20 \times 2.01 \times 2500$$

$$Pu = 3105.90\ Kg.$$

Carga vertical total y tensiones verticales.

En el análisis de este elemento no se determinará la carta vertical actuando en cada sub-elemento, sino que se

determinará la carga vertical total de la pantalla; y la respectiva tensión vertical uniformemente distribuida, sobre cada sub - elemento se obtendrá dividiendo Qu entre el área total de la pantalla.

Peso propio de la pantalla.

$$Pu = A \times 1 \times \gamma c$$

$$A = \Sigma Ase$$

$$A = 2.71 \ m^2$$

$$P = 2.71 \times 2.61 \times 2500$$

$$P = 17682.75 \ Kg.$$

$$Pu = P \times 1.4$$

$$Pu = 2455.85 \ Kg.$$

Carga vertical total en la pantalla.

$$At = 29.255 \ cm^2$$

$$q = (D + L) \ At + P$$

$$q = (800) \ 29.55 + 17682.75$$

$$q = 41322.75 \ Kg.$$

$$qu = U \times At + Pu$$

$$qu = 11.80 \times 29.255 + 24755,85$$

$$qu = 59276.75 \ Kg.$$

Tensiones verticales en la pantalla.

Nivel	A(cm²)	q(kg)	Q(kg)	σ (kg/cm²)	qu(kg)	Qu(kg)	σu(kg/cm²
1	27100	-41322.75	-743809.50	- 27.45	-59276.75	-1066981.50	-39.37
5	27100	-41322.75	-578518.50	- 21.34	-59276.75	-829874.50	-30.62
10	27100	-41322.75	-371904.75	- 13.72	-59276.75	533490.75	-19.69

Estas tensiones se encuentran actuando en cada -- sub - elemento.

Tensiones normales y fuerzas de diseño actuando en el sub-elemento 15.

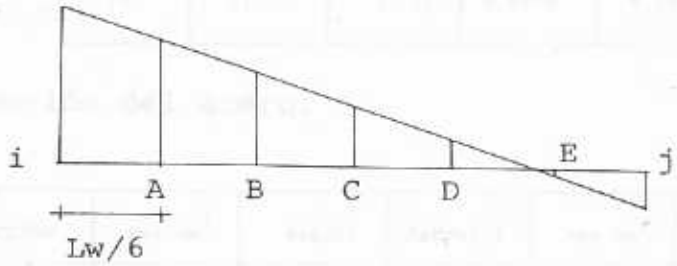
NIVEL	σih	σjh	σuih	σujh	σvu	σuti	σutj	Mu kg-mt	Nu kg
1	-148.37	55.81	-277.45	104.38	-39.67	-237.84	48.53	-137937.49	-321821.9
5	-102.31	38.49	-191.37	71.98	-30.62	-166.45	31.02	- 95119.17	-230246.3
10	- 50.95	19.17	- 95.29	35.86	-19.69	- 86.23	12.13	- 47379.49	-125976.8

Tensiones tangenciales y fuerzas de corte de diseño actuando en el sub- elemento 15.

NIVEL	SECCION	τ	τd	V ks	Vu kg
1	i	0	0	8018.58	11246.06
	A	1.20	0.90		
	B	2.09	1.56		
	C	2.66	2.00		
	D	2.93	2.20		
	E	2.89	2.17		
	J	2.53	1.90		
5	i	0	0	7580.75	10632.00
	A	1.13	0.85		
	B	1.97	1.48		
	C	2.52	1.89		
	D	2.77	2.08		
	E	2.73	2.05		
	J	2.40	1.80		
10	i	0	0	6048.34	8482.79
	A	0.90	0.67		
	B	1.57	1.18		
	C	2.01	1.51		
	D	2.21	1.66		
	E	2.18	1.63		
	J	1.91	1.43		

a. Aplicación del método de tensiones.

En la tabla que se presenta a continuación se señalan las tensiones últimas de diseño actuando sobre el sub-elemento en diferentes secciones, y el porcentaje de acero necesario.



NIVEL	SECCION	σd k/cm²	τd k/cm²	ρh	ρv	Ash	Asv
1	i	-131.86	0	.0025	.0025	1.46	1.46
	A	- 91.57	0.90	.0183	.0183	10.38	10.38
	B	- 69.59	1.56	.0139	.0139	7.90	7.90
	C	- 47.61	2.00	.0096	.0096	5.43	5.43
	D	- 25.63	2.20	.0053	.0053	2.99	2.99
	E	- 3.66	2.17	.0025	.0025	1.46	1.46
	F	0.00	2.20	.0025	.0025	1.46	1.46
	j	21.27	1.90	.0025	.0093	1.46	5.25
5	i	- 92.73	0	.0025	.0025	1.46	1.46
	A	- 65.99	0.85	.0132	.0132	7.48	7.48
	B	- 50.52	1.48	.0101	.0101	5.74	5.74
	C	- 35.07	1.89	.0071	.0071	4.02	4.02
	D	- 19.66	2.08	.0041	.0041	2.32	2.32
	E	- 7.62	2.05	.0025	.0025	1.46	1.46
	F	10,00	2.08	.0025	.0025	1.46	1.46
	j	12.86	1.80	.0025	.0059	1.46	3.32
10	i	- 48.50	0	.0025	.0025	1.46	1.46
	A	- 36.64	0.67	.0073	.0073	4.15	4.15
	B	- 28.56	1.18	.0058	.0058	3.25	3.25
	C	- 20.47	1.51	.0042	.0042	2.37	2.37
	D	- 12.39	1.66	.0027	.0027	1.50	1.50
	E	- 4.30	1.63	.0025	.0025	1.46	1.46
	F	0.00	1.66	.0025	.0025	1.46	1.46
	j	4.09	1.43	.0025	.0025	1.46	1.46

Para conocer el porcentaje de acero total a lo -- largo de la pantalla es necesario sumar todas las áreas de - acero correspondientes a cada sección y dividirla entre el - área total de la pantalla.

NIVEL	Ash cm^2	Asv	ph	pv
1	32.54	36.33	0.0096	0.0107
5	25.40	27.26	0.0075	0.0080
10	17.11	17.11	0.0050	0.0050

Distribución del acero.

NIVEL	SECCION	Ash cm^2	Ash/ml	Ash/ml/2	Asv cm^2	Asv/ml	Asv/ml/2
	i	1.46	5.00	2.50	1.46	5.00	2.50
	A	10.38	36.33	18.31	10.38	36.63	18.31
	B	7.90	27.88	13.94	7.90	27.88	13.94
1	C	5.43	19.16	9.58	5.43	19.16	5.43
	D	2.99	10.55	5.27	2.99	10.55	2.99
	E	1.46	5.00	2.50	1.46	5.00	1.46
	F	1.46	5.00	2.50	1.46	5.00	1.46
	J	1.46	5.00	2.50	5.25	18.52	9.26

Solución N° 1 - Colocación de mallas.

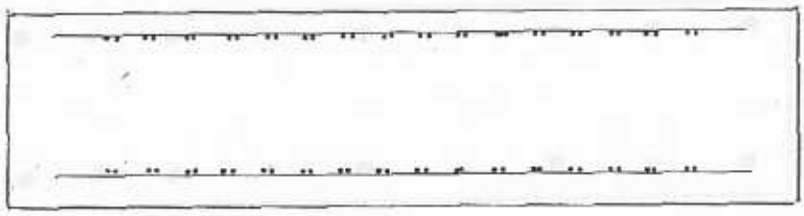
Debido a que la longitud del sub-elemento es peque ña se colocará en cada capa una sola malla, debido a esto la malla se seleccionará en base a la sección más desfavorable , la que requiere mayor porcentaje de acero.

El área de acero máxima necesaria es 18.31 cm^2/ml en cada capa.

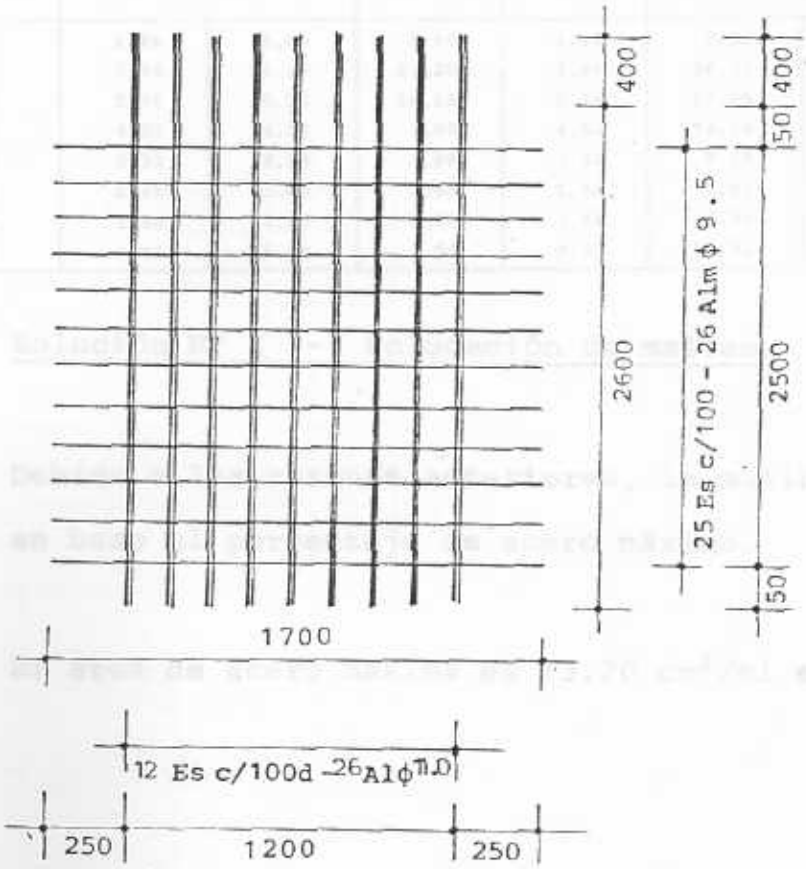
Características de la malla.

MI - 100 d - 100 - 11.0 - 9.5 A = 19.01 cm^2/ml

Se colocarán mallas de 170 x 300.



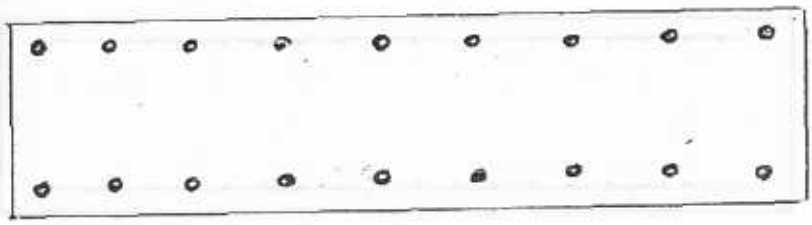
Malla tipo



Total 2 mallas 170 x 300 MI - 100 d - 100 - 11.0 - 9.5

Solución N° 2 - Armado con barras.

Ø 7/8" c/20 cms A = 19.4 cm^2/ml



NIVEL	SECCION	Ash cm^2	Ash/ml	Ash/ml/2	Asv cm^2	Asv/ml	Asv/ml/2
	i	1.46	5.00	2.50	1.46	5.00	2.50
	A	7.48	26.40	13.20	7.48	26.40	13.20
	B	5.74	20.25	10.13	5.74	20.25	10.13
5	C	4.02	14.18	7.09	4.02	14.18	7.09
	D	2.32	8.18	4.09	2.32	8.18	4.09
	E	1.46	5.00	2.50	1.46	5.00	2.50
	F	1.46	5.00	2.50	1.46	5.00	2.50
	J	1.46	5.00	2.50	3.32	11.71	5.85

Solución N° 1 - Colocación de mallas.

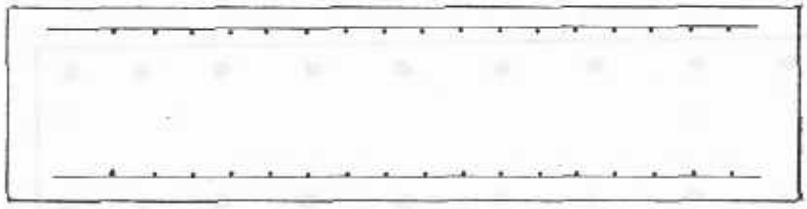
Debido a las razones anteriores, la malla se se-- leccionará en base al porcentaje de acero máximo.

El área de acero máxima es 13.20 cm^2/ml en cada - capa.

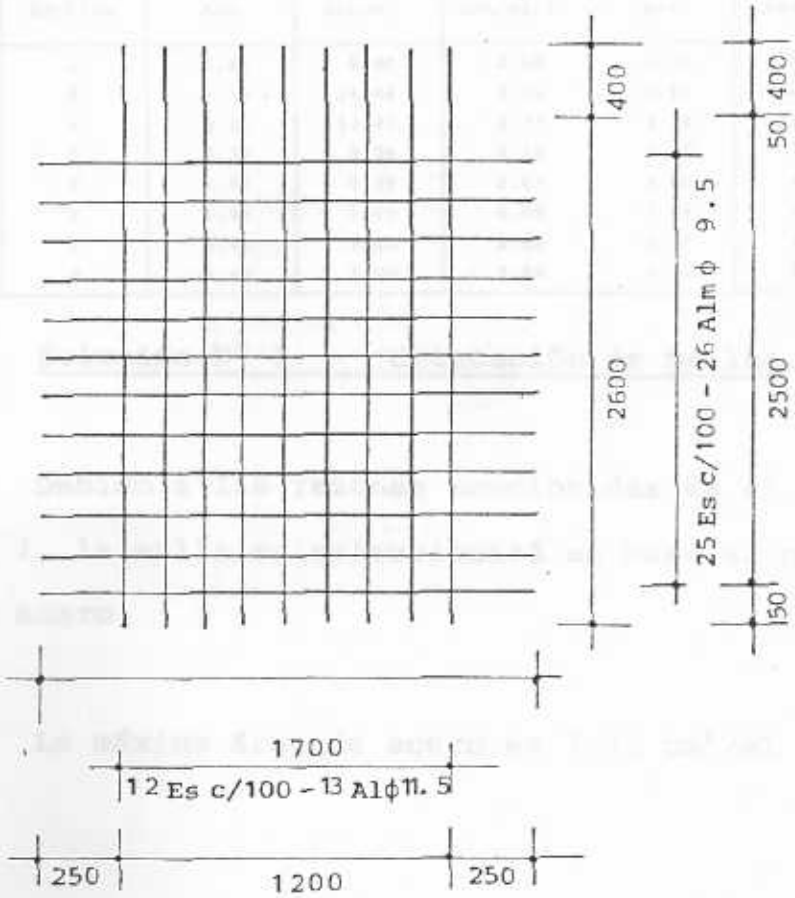
Características de la malla.

MI - 100 - 100 - 11.5 - 9.5 A = 13.85 cm^2/ml

Se colocarán mallas de 170 x 300



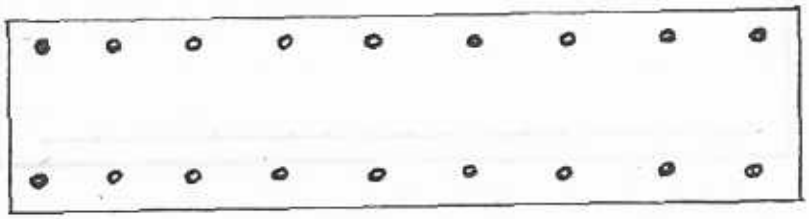
Malla tipo



Total 2 mallas 170 x 300 MI - 100 - 100 - 11.5 - 9.5

Solución N° 2 - Armado con barras.

Ø 3/4" c/10 cm A = 38.7 cm^2/ml



NIVEL	SECCION	Ash	Ash/ml	Ash/ml/2	Asv	Asv/ml	Asv/ml/2
10	i	1.46	5.00	2.50	1.46	5.00	2.50
	A	4.15	14.64	7.32	4.15	14.64	7.32
	B	3.25	11.47	5.73	3.25	11.47	5.73
	C	2.37	8.36	4.18	2.37	8.36	4.18
	D	1.50	5.29	2.64	1.50	5.29	2.64
	E	1.46	5.00	2.50	1.46	5.00	2.50
	F	1.46	5.00	2.50	1.46	5.00	2.50
	J	1.46	5.00	2.50	1.46	5.00	2.50

Solución N° 1 - Colocación de mallas.

Debido a las razones mencionadas en el análisis - del nivel 1, la malla se seleccionará en base al porcentaje, máximo de acero.

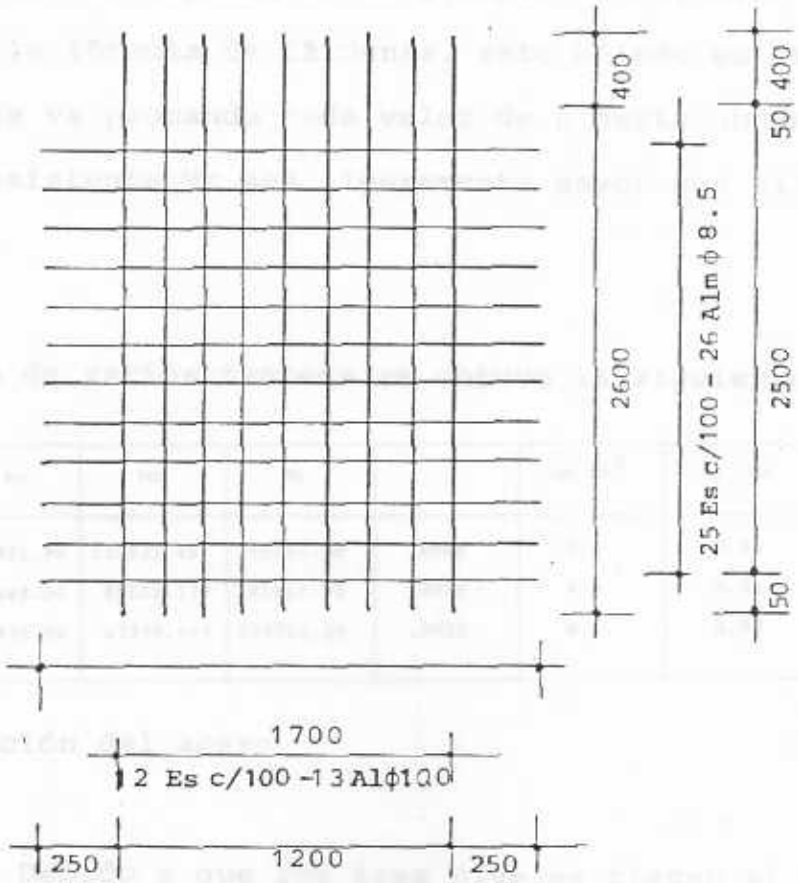
La máxima área de acero es 7.32 cm^2/ml en cada capa.

Características de la malla.

MI - 100 - 100 - 10.0 - 8.5 A = 7.85 cm^2/ml

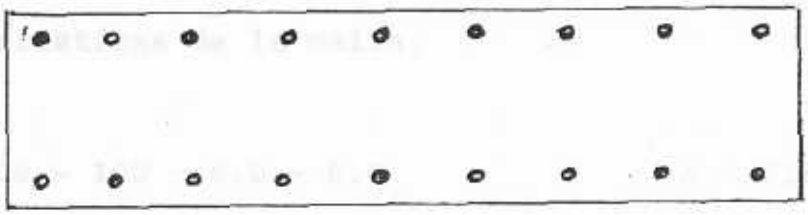
Se colocarán mallas de 170 x 300.

Malla tipo



Total 2 mallas 170 x 300 MI - 100 - 100 - 10.0 - 8.5

Solución 3/4" c/30 cms A = 9.5 cm^2/ml



b. Aplicación de la fórmula de Cárdenas.

Tal como se explica en el ejemplo ilustrativo de la aplicación de la fórmula de Cárdenas, este método es iterativo, en donde se va probando cada valor de ρ hasta obtener que el momento resistente Mr sea ligeramente mayor que el momento actuante Ma.

Luego de varios tanteos se obtuvo la siguiente solución:

NIVEL	Nu	Mu	Mr	ρ	As cm^2	As /ml	As/ml/2
1	-321821.90	137937.49	148397.58	.0025	8.5	5.00	2.5
5	-230246.30	95119.178	141414.80	.0025	8.5	5.00	2.5
10	-125976.80	47379.498	108711.54	.0025	8.5	5.00	2.5

Distribución del acero.

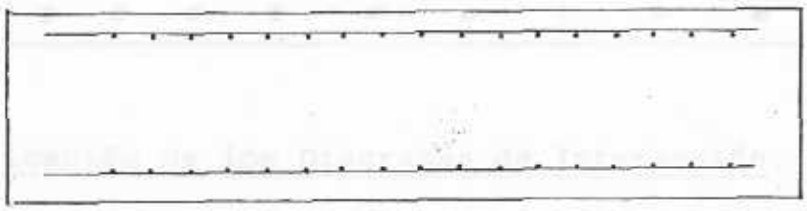
Debido a que los tres niveles tienen el mismo porcentaje de acero, la distribución de acero será la misma.

Solución N° 1 - Colocación de mallas.

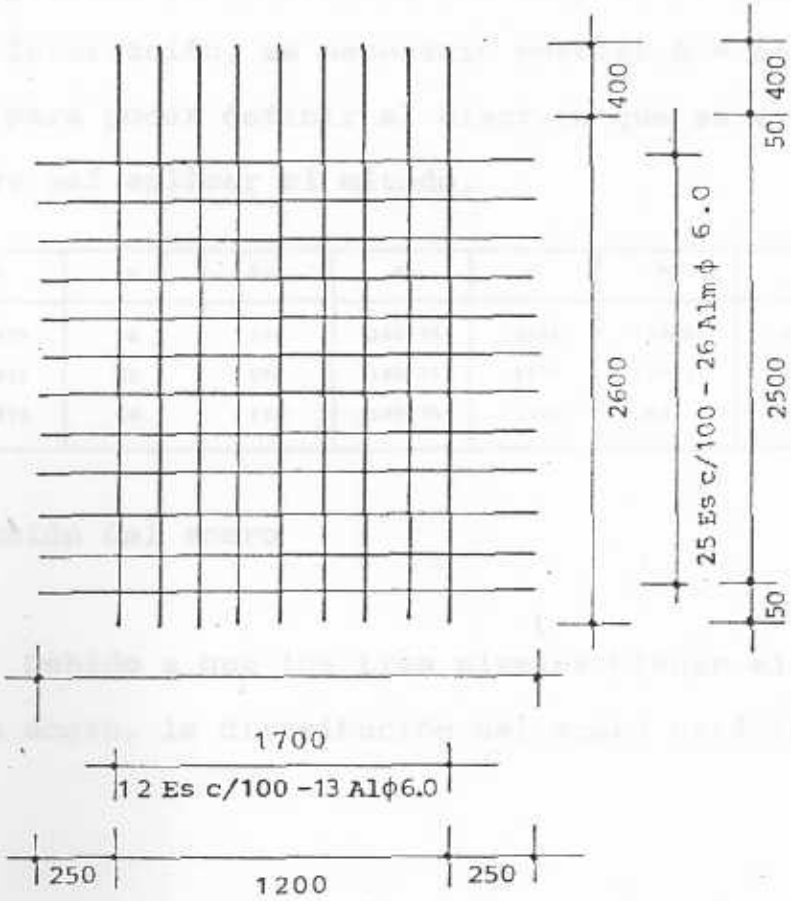
Se colocarán 2 capas de mallas de 170 x 300.

Características de la malla.

MI - 100 - 100 - 6.0 - 6.0 A = 2.83 cm^2/ml



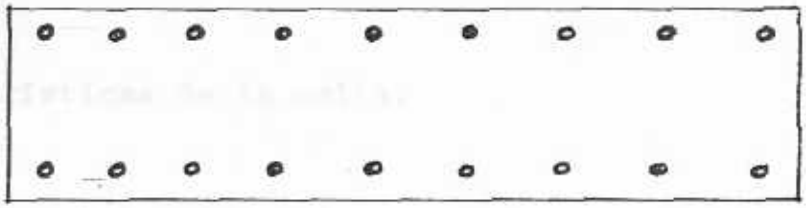
Malla tipo



Total 2 mallas 170 x 300 MI - 100 - 100 - 6.0 - 6.0

Solución N° 2 - Armado con barras.

Ø 3/8" c/25 cms A = 2.8 cm^2/ml



c) Aplicación de los Diagramas de Interacción.

Como ya se dijo anteriormente en el análisis de los Diagramas de Interacción, es necesario conocer A = ρe/ρl, γ=d/L, f'c y fy, para poder definir el diagrama que se va a utilizar y poder así aplicar el método.

NIVEL	A	γ	b	Lw	d	v	M	ρ	As
1	0	.975	20	170	165.75	.4651	.1006	.0025	8.50
5	0	.975	20	170	165.75	.2778	.0692	.0025	8.50
10	0	.975	20	170	165.75	.1520	.034	.0025	8.50

Distribución del acero

Debido a que los tres niveles tienen el mismo porcentaje de acero, la distribución del acero será la misma.

As = 8.50 cm^2

As/ml = 5.00 cm^2/ml

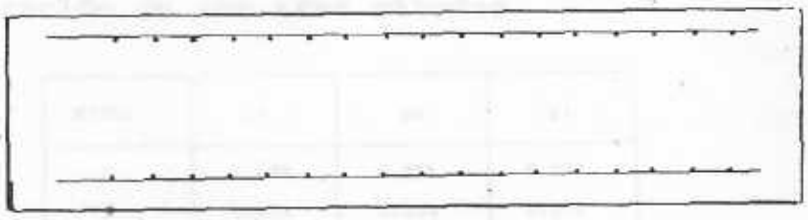
As/ml/2 = 2.50 cm^2/ml

Solución N° 1 - Colocación de mallas.

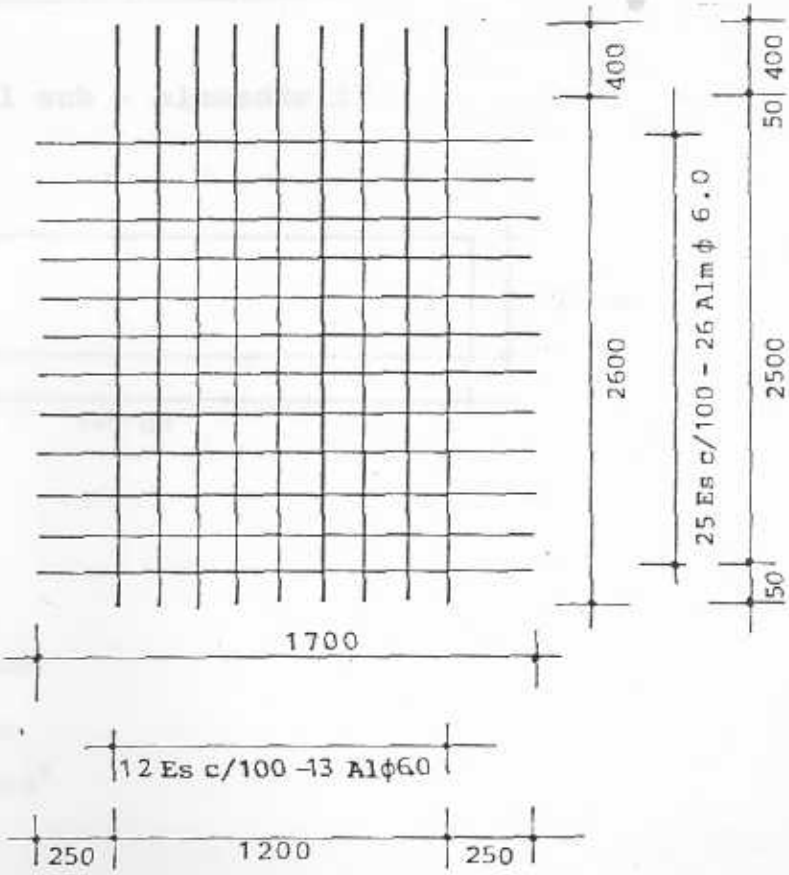
Se colocarán 2 capas de mallas de 170 x 300

Características de la malla.

MI - 100 - 100 - 6.0 - 6.0 A = 2.83 cm^2/ml



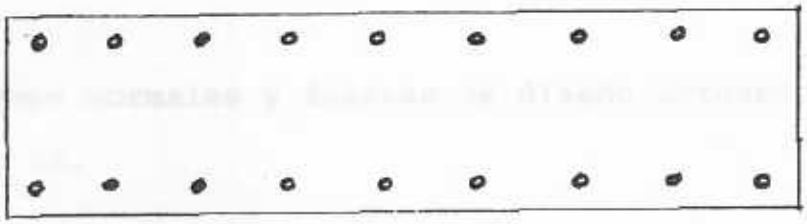
Malla tipo



Total 2 mallas 170 x 300 MI - 100 - 100 - 6.0 - 6.0

Solución N° 2 - Armado con barras.

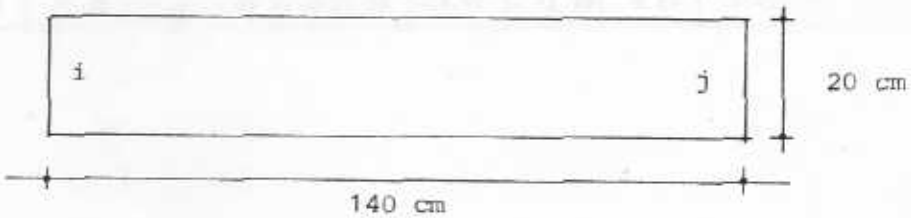
Ø 3/8" c/u 25 cms A = 2.8 cm^2/ml



Comparación de los tres métodos.

NIVEL	ρt	ρc	ρi
1	1.07%	0.25%	0.25%
5	0.80%	0.25%	0.25%
10	0.50%	0.25%	0.25%

Características del sub - elemento 17



i = 27

j = 28

Lw= 140 cms

h = 20 cms

A = 2800 cm^2

Peso propio del sub - elemento.

Pu = 1.4 Lw h 1 c

Pu = 1.4 1.4 0.20 2.61 2500

Pu = 2557.80 Kg.

Tensiones normales y fuerzas de diseño actuando en el sub-elemento 17.

La tensión vertical del sub- elemento se determinó anteriormente en el análisis del sub - elemento 15, cuando se detuvieron las tensiones verticales en la pantalla.

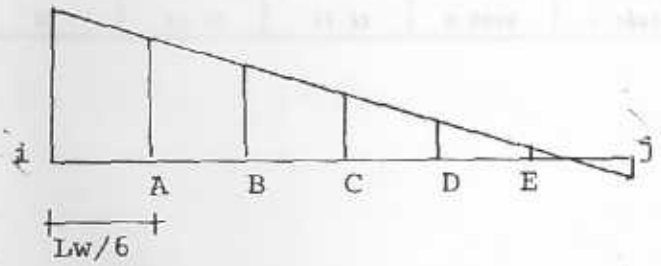
NIVEL	σ ih	σ jh	σ uih	σ ujh	σ v	σ vu	σ uti	σ utj	Mu	Nu
1	-118.72	42.84	-222.01	80.12	-27.45	-39.37	-196.03	30.36	74024.39	-231666.08
5	-81.87	29.54	-153.09	55.23	-21.34	-30.62	-137.78	18.47	51045.83	-167045.49
10	-40.77	14.71	-76.21	27.51	-13.72	-19.69	- 71.92	5.87	25423.33	- 92508.82

Tensiones tangenciales y fuerzas de corte de diseño ac--- tuando en el sub - elemento 17.

NIVEL	SECCION	τ	τ d	V Kg	V u Kg
	i	0.00	0.00		
	A	0.80	0.60		
	B	1.40	1.05		
1	C	1.79	1.34	4517.67	6336.03
	D	1.98	1.48		
	E	1.96	1.47		
	J	1.73	1.30		
	i	0.00	0.00		
	A	0.80	0.56		
	B	1.32	0.99		
1	C	1.69	1.27	4271.00	5990.07
	D	1.87	1.40		
	E	1.85	1.39		
	J	1.64	1.23		
	i	0.00	0.00		
	A	0.80	0.45		
	B	1.05	0.79		
10	C	1.35	1.01	3407.64	4779.21
	D	1.49	1.12		
	E	1.48	1.11		
	J	1.31	0.98		

a) Aplicación del método de tensiones.

En la tabla que se presenta a continuación se señalan - las tensiones últimas de diseño actuando sobre el sub-elemen to en diferentes secciones, y el porcentaje de acero necesa- rio.



NIVEL	SECCION	σd	τd	h	v	Ash cm^2	Asv cm^2
1	I	-109.63	0.00	.0025	.0025	1.16	1.16
	A	- 80.91	0.60	.0162	.0162	7.55	7.55
	B	- 62.64	1.05	.0123	.0125	5.85	5.85
	C	- 44.37	1.34	.0089	.0089	4.15	4.15
	D	- 26.10	1.48	.0053	.0053	2.46	2.46
	E	- 7.83	1.47	.0025	.0025	1.16	1.16
	F	0.00	1.48	.0025	.0025	1.16	1.16
	J	11.54	1.30	.0025	.0051	1.16	2.39
5	I	- 77.40	0.00	.0025	.0025	1.16	1.16
	A	- 58.80	0.56	.0118	.0118	5.49	5.49
	B	- 45.90	0.99	.0092	.0092	4.29	4.29
	C	- 33.00	1.27	.0066	.0066	3.10	3.10
	D	- 20.10	1.40	.0041	.0041	1.91	1.95
	E	- 7.20	1.39	.0025	.0025	1.16	1.16
	F	0.00	1.40	.0025	.0025	1.16	1.16
	J	6.15	1.23	.0025	.0030	1.16	1.37
10	I	- 40.87	0.00	.0025	.0025	1.16	1.16
	A	- 33.33	0.45	.0067	.0067	3.11	3.11
	B	- 26.51	0.79	.0053	.0053	2.48	2.48
	C	- 19.70	1.01	.0040	.0040	1.85	1.85
	D	- 12.89	1.12	.0027	.0027	1.23	1.23
	E	- 6.08	1.11	.0025	.0025	1.16	1.16
	F	0.00	1.12	.0025	.0025	1.16	1.16
	J	0.74	0.98	.0025	.0025	1.16	1.16

Para conocer el porcentaje de acero total a lo largo de la pantalla es necesario sumar todas las áreas de acero correspondientes a cada sección y dividirla entre el área de la pantalla.

NIVEL	Ash	Asv	ρh	ρv
1	24.65	25.88	0.0088	0.0092
5	19.43	19.68	0.0069	0.0070
10	13.31	13.31	0.0048	0.0048

Distribución del acero.

NIVEL	SECCION	Ash cm^2	Ash/ml	Ash/ml/2	Asv cm^2	Asv/ml	Asx/ml/1
	i	1.16	5.00	2.50	1.16	5.00	2.50
	A	7.55	32.35	16.17	7.55	32.35	16.17
	B	5.85	25.07	12.53	5.85	25.07	12.53
1	C	4.15	17.78	8.89	4.15	17.78	8.89
	D	2.46	10.54	5.27	2.46	10.54	5.27
	E	1.16	5.00	2.50	1.16	5.00	2.50
	F	1.16	5.00	2.50	1.16	5.00	2.50
	J	1.16	5.00	2.50	2.39	10.24	5.12

Solución N° 1 - Colocación de mallas.

Debido a que la longitud del sub - elemento es pequeña se colocará en cada capa una sola malla; debido a esto la malla se seleccionará en base a la sección más desfavorable; la que requiere mayor porcentaje de acero.

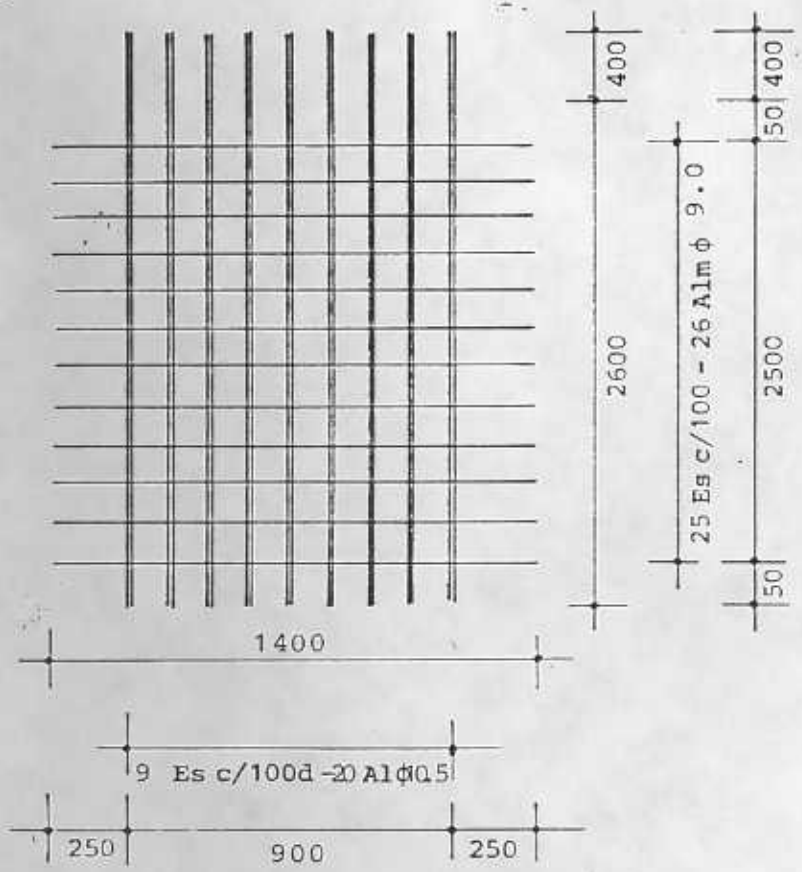
El área de acero máxima necesaria es 16.171 cm^2/ml en cada capa.

Características de la malla.

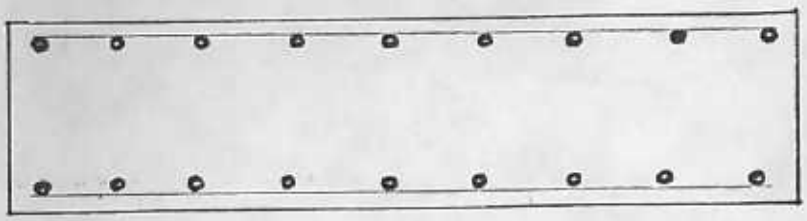
MI - 100 d - 100 - 10.5 - 9.0 A = 17.32 cm^2/ml

Se colocarán mallas de 140 x 300

Malla tipo



Total 2 mallas 140 x 300 MI - 100 d - 100 - 10.5 - 9.0

Solución N° 2 - Armado con barras.

Ø 3/4" c/15 cms. A = 18.9cm²/ml