

EL DISEÑO ESTRUCTURAL EN ARQUITECTURA

TESIS

Presentada a la Junta directiva de la Facultad de Arquitectura
de la Universidad de San Carlos de Guatemala

por:

BENJAMIN SOLORZANO YANES

al conferirsele el Título de

ARQUITECTO

DL
02
T(448)

**JUNTA DIRECTIVA
FACULTAD DE ARQUITECTURA**

Decano	Arq. Francisco Chavarria Smeaton
Vocal Primero	Arq. Marco Antonio Rivera Mendoza
Vocal Segundo	Arq. Hector Santiago Castro Monterroso
Vocal Tercero	Arq. Elizabeth Maldonado del Cid
Vocal Cuarto	Br. Juan Carlos Alvarado Ovalle
Vocal Quinto	Prof. Carlos Arturo Roca Jerez
Secretario	Arq. Sergio Enrique Véliz Rizzo

TRIBUNAL EXAMINADOR

Decano	Arq. Francisco Chavarria Smeaton
Examinador	Arq. Jorge Escobar Ortiz
Examinador	Ing. Vicente Mazariegos
Examinador	Ing. Eduardo Ramirez
Secretario	Arq. Sergio Enrique Véliz Rizzo
Asesor	Arq. Magaly Soto
Asesor	Ing. Mario Yon Siu

INDICE

DESCRIPCION	No. PAGINA
CAPITULO I	
INTRODUCCION	1
CAPITULO II	
OBJETIVOS	2
2.1 Objetivo General	2
2.2 Objetivos Particulares	2
CAPITULO III	
SISTEMAS ESTRUCTURALES	3
3.1 Clasificación de los Sistemas Estructurales	5
CAPITULO IV	
ANALISIS ESTRUCTURAL	9
4.1 Clasificación de las cargas	9
4.2 Métodos Exactos	11
4.2 Métodos Aproximados	12
CAPITULO V	
DISEÑO ESTRUCTURAL	13
5.1 Diseño de Estructuras de Madera	13
5.1.1 Características físicas y mecánicas de la madera	13
5.1.2 Esfuerzos Unitarios Permisibles	15
5.1.3 Tamaños nominales y efectivos	16
5.1.4 Diseño de vigas de madera	16
5.1.4.1 Diseño a flexión	17
5.1.4.2 Diseño a corte	20
5.1.4.3 Deflexión	21
5.1.5 Diseño de entrepisos de madera	22
5.1.6 Diseño de columnas de madera	23
5.1.7 Diseño de cubiertas	24
5.1.7.1 Diseño de costaneras	25
5.1.7.2 Diseño de armaduras	25
5.2 Diseño de estructuras de acero	29
5.2.1 Vigas de acero	29

DESCRIPCION	No. PAGINA
5.2.1.1 Perfiles estructurales	29
5.2.1.2 Esfuerzos unitarios permisibles	30
5.2.1.3 Vigas con soporte lateral	31
5.2.1.4 Vigas sin soporte lateral	33
5.2.2 Columnas de acero	35
5.2.2.1 Perfiles para columnas	35
5.2.2.2 Relación de esbeltez	35
5.3 Diseño de estructuras de concreto armado	38
5.3.1 Concreto	38
5.3.1.1 Cemento	39
5.3.1.2 Agregados	40
5.3.1.3 Dosificación y mezclado del concreto	40
5.3.1.4 Transporte en obra, colocación, compactación y curado	41
5.3.1.5 Ensayos, control de calidad é inspección	42
5.3.1.6 Resistencia y deformación del concreto en compresión	42
5.3.2 Acero de refuerzo	44
5.3.2.1 Diámetro de las barras corrugadas	44
5.3.2.2 Esfuerzos de cedencia	44
5.3.2.3 Mecánica y comportamiento del concreto reforzado	46
5.3.3 Diseño de vigas	47
5.3.3.1 Falla balanceada	52
5.3.3.2 Falla dúctil	53
5.3.3.3 Viga con refuerzo a compresión	57
5.3.3.4 Esfuerzo cortante y tensión diagonal	61
5.3.3.5 Adherencia y anclaje	64
5.3.4 Losas	66
5.3.4.1 Losas unidireccionales o losas en un sentido	66
5.3.4.2 Losas bidireccionales o losas en dos sentidos	68

DESCRIPCION	No. PAGINA
5.3.5 Edificios de concreto reforzado	70
5.3.5.1 Cargas requeridas	70
5.3.5.2 Predimensionamiento de las secciones	73
5.3.5.3 Rectificación de cargas	74
5.3.5.4 Momentos, fuerzas cortantes y carga axial	74
5.3.5.5 Diseño de losas	74
5.3.5.6 Diseño de vigas	74
5.3.5.7 Diseño de columnas	75
5.3.5.8 Diseño de zapatas	79

CAPITULO VI

RECOMENDACIONES	83
-----------------	----

CAPITULO VII

BIBLIOGRAFIA	84
--------------	----

ANEXOS

Anexo A, Ejemplos
Anexo B, Tablas y Gráficas

CAPITULO I

INTRODUCCION

1. INTRODUCCION

La Facultad de Arquitectura contempla en el pensum de estudios en el área científico-tecnológica, la enseñanza del diseño estructural en tres cursos fundamentales. En el primer curso llamado Diseño Estructural I se prepara al estudiante en el diseño de estructuras de madera y acero. En el segundo curso, Diseño Estructural II tiene como contenido, la enseñanza de vigas y losas construidas en concreto reforzado. Finalmente está el curso de Diseño de Estructural III en cual se enseña el diseño de edificios construidos en concreto reforzado.

El diseño estructural es la parte final del proceso que se inicia con el curso de Resistencia de Materiales y continua con Análisis Estructural, razón por la cual es fundamental que el estudiante conozca todo lo relacionado con estos temas, que le permitirán escoger la estructura que mejor se adecue a los requerimientos de cada proyecto.

Esto es muy importante porque debe estar definido el sistema estructural y el material a usar, para iniciar el proceso de diseño que como se verá posteriormente es diferente para cada caso, según sea la estructura y el material de construcción a usar.

Es conveniente destacar que según la experiencia adquirida en los años de trabajar en la enseñanza de estos cursos, he detectado que el estudiante de arquitectura tiene algunas dificultades en comprender el diseño de estructuras, que seguramente se debe a que no encuentra a su alcance documentos que sean sencillos de comprender, debido a que gran parte de los libros que cubren estos temas requieren del estudiante mucha preparación en mecánica y resistencia de materiales, preparación que no tiene, ya que no se pretende que sea un especialista en diseño estructural porque su objetivo es comprender y conocer la filosofía y los principios que rigen una estructura en su esfuerzo y comportamiento del sistema formal. En este sentido se pretende que el futuro Arquitecto este preparado para plantear los problemas, discutirlos y conocer a fondo el idioma de otros especialistas que trabajen con él.

CAPITULO II

OBJETIVOS

2. OBJETIVOS

El trabajo de tesis que a continuación se presenta tiene como objetivos los siguientes:

2.1 OBJETIVO GENERAL

Proporcionar al estudiante una fuente de consulta actualizada que reúna los temas tratados actualmente en los cursos de Diseño Estructural I, II y III de la Facultad de Arquitectura, que se concretan fundamentalmente al diseño de estructuras masivas y trianguladas, aun cuando existen muchos mas sistemas. Que el estudiante encuentre en este documento los distintos conceptos que conforman el sistema formal, cuyo objetivo es sustentar el sistema espacial, especificamente lo que se refiere al sistema estructural que es el de absorber las cargas vivas, muertas, y sísmicas, transmitiéndolas al suelo que sirve de soporte.

2.2 OBJETIVOS PARTICULARES

- A. Reunir algunos de los muchos elementos teórico-conceptuales necesarios para el diseño de estructuras de concreto reforzado, madera o acero.
- B. Proporcionar al estudiante métodos y especificaciones necesarias para poder diseñar edificios estructurales sujetos a la acción combinada de fuerzas verticales y sísmicas.

Como podrá observarse, en el presente trabajo no se analizarán los contenidos de los cursos de Diseño Estructural ya que no es ese el objetivo, tampoco se estudiará el diseño de todos los sistemas estructurales existentes sino únicamente el diseño de las estructuras cubiertas actualmente en dichos cursos, que como se dijo anteriormente se refiere a estructuras masivas y trianguladas, debido a que son las mas usadas en Guatemala, las cuales han dado buenos resultados.

Para lograr estos objetivos se presenta a continuación el diseño de estructuras de madera, acero o concreto reforzado. Inicialmente se presentan los diferentes sistemas estructurales con el propósito de mostrarle al estudiante un panorama de las estructuras de que dispone, para que sean tomadas en cuenta en el momento de hacer el diseño arquitectónico. Esto tiene especial importancia porque el diseño estructural se inicia cuando esté seleccionado el sistema estructural a usar. Posteriormente se presenta un capítulo de análisis estructural con el objetivo de hacer énfasis en el estudiante, que no se puede hacer diseño estructural sin saber analizar una estructura. Finalmente se presenta el diseño de estructuras en los materiales antes mencionados, en el mismo orden en que se imparte actualmente, haciendo referencia siempre a las propiedades físicas y mecánicas de los materiales utilizados dada la íntima relación existente con los métodos de diseño.

CAPITULO III

SISTEMAS ESTRUCTURALES

3. SISTEMAS ESTRUCTURALES

Los cuerpos físicos existentes están sometidos a diferentes tipos de fuerzas como consecuencia de las leyes naturales, cuyos efectos deben ser resistidos por fuerzas internas con el propósito de mantener su integridad así como su forma original, de lo contrario las fuerzas externas destruirían el cuerpo.

La resistencia va a depender fundamentalmente del material de que este construido el cuerpo, de la forma como estén ordenados sus miembros y de la capacidad para absorber las fuerzas.

Este ordenamiento del conjunto de elementos encargados de resistir los efectos de las fuerzas externas en su cuerpo físico, se llama estructura de un cuerpo.¹¹

En este sentido, puede agregarse que la mejor estructura es aquella que ha sido dispuesta de forma tal, que las fuerzas externas son absorbidas y conducidas a puntos de equilibrio de una manera fluida, a través de una forma lógica y efectiva, sin elementos innecesarios, es decir inconvenientes, racionalmente ordenados para su óptimo funcionamiento, con la menor cantidad de material y con la capacidad de resistir las cargas a que estará sujeta la estructura mediante un adecuado dimensionamiento de cada uno de sus elementos.

Se deduce entonces que la estructura será la encargada del equilibrio, la estabilidad y resistencia del cuerpo siendo la encargada de transmitir toda las cargas que actúan sobre el incluyendo su peso propio directamente al suelo donde son contrarrestadas en su debida magnitud y lograr así el equilibrio.

Además deberá responder a otros requerimientos como:

- a) Adecuación funcional: consistente en una buena concordancia entre la estructura y el espacio funcional.
- b) Economía: entendiéndose esta como la conducción correcta de las cargas hacia el suelo empleando el mínimo de elementos y materiales de construcción.
- c) Estética: considerada como la expresión de la estructura dentro de la volumetría y el envolvente del espacio funcional.

Considerando todos estos factores se pueden definir los sistemas estructurales como: el ordenamiento de los cuerpos físicos capaces de soportar cargas externas y su peso propio, teniendo una estructura que será la encargada de conducir estas fuerzas a través de una trayectoria o camino, determinado por las leyes naturales, con una gran fluidez para transmitirla directamente al suelo, como es el caso de los cuerpos físicos naturales.

En los cuerpos físicos creados por el hombre esta trayectoria será definida para las cargas actuantes sobre el cuerpo, existiendo variedad de soluciones, que van desde lo sencillo hasta lo complejo, con diversos tipos de material, con diferente cantidad de elementos, con diferentes formas, etc. a estas soluciones es lo que se llama sistema estructural.

Se puede definir en forma muy resumida como sistema estructural al ordenamiento de elementos para transmitir cargas directamente al suelo, mediante un mecanismo óptimo, resistente.

Con ese objetivo pueden existir infinidad de soluciones para un mismo problema, con diversas formas y características, dependiendo de la inteligencia, ingenio y la inventiva del proyectista. A estas soluciones se le llaman tipos estructurales que serán soluciones típicas y conocidas dentro de un sistema.

La necesidad de crear espacios habitables, ha llevado al hombre desde tiempos históricos, a la búsqueda de soluciones que le permitan encontrar las estructuras adecuadas, considerando los materiales disponibles, procesos de construcción y limitación funcional.

Un primer modelo estructural surgió en la prehistoria, consistente en el sistema columna dintel, constituyendo un sistema estático en el cual las cargas actuantes sobre el elemento horizontal son desviados hacia los apoyos verticales que son los encargados de transmitir las cargas directamente al suelo.

Este primer modelo estaba limitado por la característica de los materiales usados, poco resistentes a tensión, determinando una escasa separación entre columnas a manera de no deformar significativamente el elemento horizontal.

Posteriormente fue necesario encontrar una solución adecuada a los nuevos requerimientos tal es el caso de la necesidad de espacios grandes. Fue así como los romanos desarrollaron un nuevo modelo llamado arco que es un sistema a compresión pura. Este representa una innovación en la transmisión de fuerza, debido a que las transmite solo a compresión hacia los apoyos, en los cuales genera un empuje horizontal que se contrarresta a base de volumen y peso.

Un nuevo modelo llamado armadura primitiva apareció en la edad media, este se caracterizó por ser un sistema más esbelto capaz de cubrir mayores luces, inicialmente construido en madera y posteriormente se introdujo el uso del acero como material estructural.

Finalmente en el siglo XIX aparece un nuevo material el concreto reforzado, haciendo una combinación de las ventajas del acero con las del concreto, con lo cual se presenta un nuevo panorama, debido a que este modelo permite una gran variedad de soluciones así como una capacidad de expresión casi ilimitada.

También se ha desarrollado el uso del concreto pretensado y postensado así como el uso del acero como material estructural lográndose estructuras más esbeltas y livianas hasta llegar al uso del cable como elemento estructural.

Es importante destacar que los modelos estructurales han evolucionado de acuerdo a las demandas y necesidades arquitectónicas según el tipo de sociedad, obligando al proyectista a la búsqueda de soluciones que den respuesta a las necesidades planteadas.

Por otro lado, también el crecimiento demográfico y la limitación de recursos han exigido al proyectista soluciones que hagan un uso racional de los materiales estructurales, lográndose casi siempre, una solución adecuada, si se toma el ejemplo de la naturaleza, que constituye una fuente de lógica para la técnica.

Bajo este concepto puede mencionarse que se han logrado estructuras esbeltas y livianas separando las funciones de cerramiento y portante, dejando a los sistemas estructurales únicamente la función portante y la función de cerramiento a otros materiales más adecuados para ese fin.

El conocimiento de los sistemas estructurales, ha permitido al proyectista hacer un uso correcto de la estructura en un problema dado, debido a que ha brindado el conocimiento del comportamiento de cada tipo de estructura, lo cual implica que las soluciones se encuentren en principio con lógica, técnica e intuición y luego se

5

hará uso de metodologías de cálculo estructural para asegurar que el edificio es capaz de resistir las cargas actuantes con el mínimo de elementos, con lo cual se estará garantizando una estructura segura y económica.

Para la realización de un modelo arquitectónico, debemos resolver simultáneamente los requerimientos arquitectónicos y la estructura más conveniente según los requisitos estructurales, haciendo uso de la experiencia, la inventiva, la creatividad, la intuición y un alto porcentaje del conocimiento del comportamiento de los tipos estructurales existentes, los cuales responden según los tipos de material estructural, en técnicas constructivas, la lógica estructural y por supuesto que sean las estructuras más económicas.

Por esta razón es conveniente conocer los diferentes sistemas estructurales, con los cuales el proyectista podrá escoger el sistema que más se adapta para resolver los requerimientos estructurales de su proyecto.

A continuación se presenta la clasificación de los sistemas estructurales más importantes:

3.1 CLASIFICACION DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES:

A la gran variedad de soluciones arquitectónicas a problemas dados, responde una cantidad ilimitada de soluciones estructurales dependiendo del conocimiento del proyectista, el cual hará uso de los sistemas estructurales existentes que se clasifican de la siguiente forma:

A. Estructuras Trianguladas:

Este es uno de los sistemas más antiguos, que se caracteriza por ser una estructura muy rígida, con la cual pueden lograrse grandes luces sin apoyos intermedios, con estructuras muy esbeltas o livianas.

Su construcción se logra con la unión de miembros formando triángulos (figura indeformable) en el plano o en el espacio, por medio de ensambles que forman nudos de barras trianguladas, que constituyen miembros rectos de pequeña sección y longitud, donde las cargas se transmiten axialmente por tensión o compresión simple. Esta estructura se caracteriza porque su deformación es mínima debido a que son estructuras muy rígidas como se dijo anteriormente. Dentro de estas estructuras puede mencionarse las armaduras.

B. Estructuras Masivas

Estas son estructuras que responden convenientemente al utilizarse como cubiertas y generando espacios arquitectónicos donde se realicen distintas actividades humanas caracterizadas por su desplazamiento horizontal.

Generalmente estas estructuras están resistiendo cargas que actúan perpendicularmente al eje longitudinal del miembro, provocándole deformaciones por flexión que serán absorbidas eficientemente por su forma, razón por la cual resultará un tanto voluminosa, y de allí el nombre de Estructuras Masivas.

La longitud libre del elemento entre apoyos, las condiciones de continuidad en los extremos, la forma de la sección, el material resistente, cantidad de cargas, etc., producen una curva elástica cuyas deformaciones pueden ser contrarrestadas manejando convenientemente los factores antes mencionados.

Dentro de este sistema se clasifican una gran cantidad de estructuras tales como: vigas, marcos, retícula de vigas, marcos vierendeel, columnas, losas, etc. que se describen brevemente a continuación:

B.1 Vigas:

Es un elemento estructural, básicamente horizontal, bajo el sistema de flexión que puede presentarse simplemente apoyada la cual se caracteriza por ser la más deformable. Puede presentarse también en voladizo o cantiliver, viga doblemente empotrada, vigas continuas o con varios apoyos, etc.

B.2 Marcos:

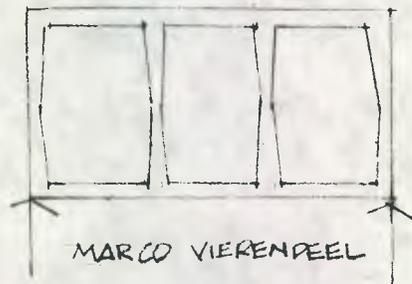
Generalmente las vigas están unidas a los apoyos constituidos por columnas, existiendo continuidad en esta unión trabajando así como un único elemento con lo cual comparten las deformaciones, situación que resulta conveniente, porque se consigue una reducción en las mismas. Se puede decir que este es un sistema compuesto ya que las vigas trabajan a flexión y las columnas a flexión y compresión.

B.3 Reticula de Vigas:

Otra de la variante de la estructura masiva, es la reticula de vigas que consiste en un entramado de vigas, colocadas longitudinalmente y transversalmente formando nudos indeformables en las intersecciones, comportándose la viga en estos puntos como semiempotramientos que se oponen al giro libre de los elementos.

Este sistema se caracteriza porque reduce bastante las deformaciones y se utiliza para cubrir espacios grandes sin apoyos intermedios.

B.4 Marcos Vierendeel:



Los marcos vierendeel (desarrollados por M. Vierendeel en 1896), también tienen la cualidad de reducir las deformaciones debido a que responde eficientemente a la acción de la carga. Este constituye una variante de los marcos, con la diferencia que no todos los elementos verticales están apoyados en el suelo, con lo cual el sistema se vuelve similar al de una viga de sección tipo I, en la cual el elemento superior trabaja a compresión y el inferior a tensión, cuando los apoyos están en los extremos.

B.5 Columnas:

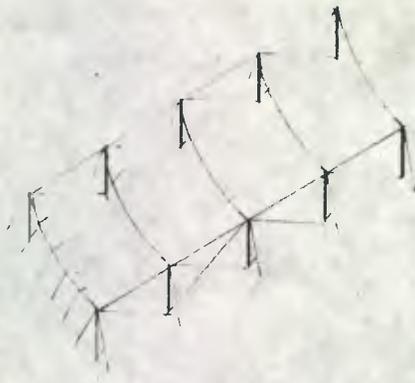
Las columnas son elementos verticales que trabajan a compresión simple cuando la carga actúa en el centroide de la sección de la misma. Esta situación varía cuando existe continuidad con los elementos horizontales transmitiéndoles a la columna parte de la deformación con lo cual también trabajará a flexión, tal es el caso de los marcos.

B.6 Losas

Las losas son elementos estructurales que tienen un espesor muy pequeño en relación a su largo y ancho y trabaja a flexión en sentido superficial como si fuera una placa. Se comporta como una sucesión de vigas en ambos sentidos.

Existen varios tipos de losas que se pueden agrupar según el tipo de apoyo, en losa con apoyos sobre columna y losas apoyadas sobre vigas, que pueden usarse de diversas formas estructurales como cubiertas, entrepisos, muros, cimentación, etc.

C. Estructuras Funiculares



El objetivo fundamental de todas las estructuras es transmitir su carga externa lo más rápido posible al suelo, donde se encuentra la reacción adecuada para hacer la estructura estable. En ese sentido las estructuras funiculares son las más eficientes debido a que fluyen las cargas actuantes con gran facilidad hacia el suelo.¹⁷ Esto se logra fundamentalmente dándole a la estructura la forma adecuada para propiciar un flujo natural de dichas cargas al suelo, razón por la cual se le llama funicular.

Dentro de estas estructuras se clasifican el arco y el cable que se caracterizan por su bajo costo y su capacidad de cubrir grandes luces aun cuando requieren de una adecuada estabilización. El primero se caracteriza por ser una estructura rígida y la segunda es flexible.

D. Estructuras Membranaceas

Estas son estructuras que se usan como cubiertas cuyo descubrimiento es muy reciente, aunque según la historia en la antigüedad algunas tribus en Mesopotamia ya la usaban en tiendas de campaña. Esta compuesta por dos elementos, una membrana que es superficie de sección pequeña construida de un material muy flexible y otro por elementos sustentativos que pueden ser cables, columnas o arcos que puedan soportar la cargas externas manteniendo en tensión la membrana. Esta estructura es muy inestable razón por la cual debe ponerse especial atención en su estabilización que pueden hacerse por medio del uso de cables. Pueden clasificarse dentro de este sistema estructural los sistemas tienda y los sistemas neumáticos.

E. Estructuras Laminares

Las estructuras laminares son estructuras que se caracterizan por tener espesores muy pequeños, aunque son estructuras que trabajan a flexión las cuales como se describió anteriormente deben tener secciones grandes para absorber las deformaciones. Es por esta razón, que las estructuras laminares deben tener la forma adecuada para resistir los momentos en las diferentes secciones de la estructura con lo cual se reducen grandemente las deformaciones. Es decir que mientras las estructuras masivas reducen las deformaciones con secciones grandes, las estructuras laminares las reducen con una forma adecuada.

Al reducir la sección de la estructura se está reduciendo también el peso propio de la misma, logrando cubrir espacios mayores, sin apoyos intermedios, con menos deformaciones. Estas cualidades permiten obtener una gran variedad de formas que se restringen únicamente al uso de cubiertas construidas en concreto reforzado, que es el material más adecuado dadas las características que le permiten adaptarse a cualquier forma.

Dentro de las estructuras laminares se pueden clasificar las siguientes: láminas plegadas, láminas cilíndricas, lámina toral, lámina esférica, paraboloides, conoide, hiperboloide, etc.

¹⁷ Jorge Escobar, Introducción a la Tipología Estructural, Pág. 95, Guatemala.

F. Estructuras Verticales

El crecimiento de la población en los últimos tiempos, ha generado las necesidades de aportar soluciones que permitan un uso más eficiente del espacio y como consecuencia de la insuficiencia de superficies habitables, obteniendo soluciones que permitan la multiplicación del espacio horizontal mediante espacios habitacionales colocados uno sobre el otro.

Estos sistemas se caracterizan por tener una gran altura, en la cual se generan cargas verticales y horizontales que se van acumulando hasta llegar al suelo, circunstancias que hacen que los miembros verticales próximos al suelo sean de dimensiones mayores que los del extremo opuesto.

Dentro de este sistema se pueden mencionar: el sistema reticular, el sistema perimetral, el sistema de núcleo central y el sistema de muro de corte o caja, que se definen básicamente por la ubicación de los apoyos en la planta del edificio y su uso dependerá del tipo de solución que se desee de acuerdo a la distribución arquitectónica.

G. Estructuras Combinadas

Los diferentes proyectos arquitectónicos exigen con frecuencia soluciones estructurales en las cuales será necesario hacer uso de varias de las estructuras descritas anteriormente, tomando especial atención en hacer trabajar todos los miembros simultáneamente bajo el efecto de cargas actuantes, de forma tal que esta carga que actúa en un solo miembro, haga actuar a todo el sistema simultáneamente. Esto se obtendrá en la medida de que se logre una continuidad en todos sus miembros, haciéndose críticas todas las uniones, las cuales deben absorber adecuadamente las cargas restantes de manera integral, a este sistema se le llama estructura combinada.

CAPITULO IV

ANALISIS ESTRUCTURAL

4. ANALISIS ESTRUCTURAL

En el capítulo anterior se describieron algunos de los sistemas y modelos estructurales más usados con el propósito de proporcionarle al estudiante un panorama que le permita considerarlo en el desarrollo de proyectos arquitectónicos. Paralelamente al diseño arquitectónico se debe estudiar la solución estructural más adecuada, que deberá ser una estructura segura, eficiente y económica, que satisfaga los requerimientos arquitectónicos.

La etapa del diseño arquitectónico es muy importante debido a que todo el proceso siguiente, no permite cambios en la estructura adoptada, razón por la cual debe ponerse especial atención en el sentido de que tanto la solución arquitectónica, como el sistema estructural adoptado sean lo más adecuado y respondan correctamente a las necesidades espaciales.

La siguiente etapa, después de haber seleccionado el mejor sistema estructural, corresponde al análisis estructural que nos permita conocer el trabajo mecánico, las fuerzas internas (corte, momentos y carga axial) en cada uno de los elementos así como la deformación. Estos son los insumos esenciales para hacer el diseño estructural de cada uno de los miembros que conforman la estructura.

El análisis estructural también requiere de los conocimientos proporcionados por la mecánica y resistencia de materiales, correspondientes a la enseñanza básica en estructuras.

El primer paso en el cálculo estructural lo constituye el estudio de las cargas actuantes, que resultan del tipo de estructura adoptada así como del uso que se le dará a la misma.

4.1 CLASIFICACION DE LAS CARGAS

Una de las actividades más difíciles e importantes a que se enfrenta el proyectista consiste en determinar las cargas que deben aplicarse a un sistema, debido a que deben considerarse todas las posibles cargas que pueden actuar sobre la estructura durante su vida útil, así como la combinación más desfavorable que pudiera presentarse en un instante dado en los distintos puntos de la estructura.

Las cargas que actúan en una estructura se pueden clasificar de la siguiente forma:

A. Cargas Muertas:

Estas son cargas de magnitud constante y se mantienen en una sola ubicación. Las constituyen el peso propio y otras cargas vinculadas permanentemente a ella. Por ejemplo en el caso de un edificio, las cargas muertas la constituyen el peso de la estructura, muros, pisos, techos, cielo falso, tuberías, aire acondicionado, etc. Estas cargas se calculan en función de las dimensiones y peso exacto de cada una de las partes de la estructura. Debe comprenderse que inicialmente no se tienen las dimensiones exactas de la estructura, debido a que esto es lo que se obtendrá finalmente en el diseño, por lo que el profesional deberá hacer buen uso de su juicio para el predimensionamiento de la estructura (tanteo inicial), el cual debe compararse con las dimensiones obtenidas finalmente. (Véase Tabla No.1, en Anexo B)

B. Cargas Vivas:

Son las cargas que no permanecen en una sola ubicación y cuya magnitud puede variar, como es el caso de las cargas ocasionadas por las personas y mobiliario que ocupan un ambiente. La magnitud es difícil de calcular, y por facilidad se han determinado diferentes cargas para cada uso que se le da a la estructura, las

cuales pueden encontrarse en códigos de diseño. Se consideran aquí todas las cargas móviles, que son las cargas que se mueven por si solas como: vehiculos, personas, grúas, etc., así como las cargas movibles como los muebles, materiales almacenados en bodegas, etc. también se pueden considerar como cargas móviles las ocasionadas por nieve y hielo en las zonas geográficas de baja temperatura, las cuales suelen ser importantes. (Véase Tabla No. 2 en Anexo B)

C. Cargas laterales:

Las cargas laterales se pueden clasificar en tres grupos principales: Las causadas por el viento, las originadas por sismos o terremotos, y empuje de tierra o agua.

C.1 Cargas de viento

En Guatemala las cargas causadas por el viento no son criticas, pero estudios realizados en los últimos 150 años en países donde estas cargas son criticas, revelan una gran cantidad de casos de fallas estructurales ocasionadas por la acción del viento.

La acción de las cargas de viento llegan a ser criticas en edificios elevados de base relativamente pequeña y se puede hacer caso omiso del viento en aquellos edificios cuya altura es igual o menor a dos veces la mínima a dimensión lateral.

Generalmente no se acostumbra diseñar edificios para resistir cargas tan grandes como las generadas por tornados ya que son tormentas con tal violencia que no se considera económicamente factibles el diseño de dichos edificios.

La magnitud de las cargas de viento no debe considerarse por ningún motivo como una ciencia exacta debido a que deben estudiarse muchos factores, tal es el caso de vientos fuertes que suelen ir acompañados de una intensa precipitación pluvial, lo cual a su vez ocasiona cambios sustanciales en las fuerzas. Por esta razón puede decirse que el cálculo exacto de las cargas ocasionadas por viento en un edificio es un problema vital que aún no se resuelve por completo, sin embargo, se dispone de información suficiente para elaborar cálculos satisfactorios de manera relativamente sencilla.

C.2 Cargas Sísmicas

Las fuerzas Sísmicas se producen cuando se da un cierto movimiento o aceleración en la superficie terrestre. Esta aceleración puede descomponerse en sus componentes vertical y horizontal. Por lo general se supone que la componente vertical de la aceleración es despreciable mientras que la componente horizontal si ocasiona daños graves, de tal suerte que al diseñar edificios que se ubiquen en zonas sísmicas deben tomarse muy en cuenta dichas fuerzas.

El efecto producido por la aceleración horizontal se incrementa con la altura desde el suelo, debido al efecto de latiguo u oscilación del mismo, por lo que deberán aumentarse las cargas de diseño de manera concordante, razón por la cual generalmente esta carga se calcula a partir del peso del edificio.

D. Cargas por Impacto:

Estas cargas se originan por la aplicación de cargas móviles o movibles que producen vibración,¹¹ tal es el caso de bodegas en las cuales no se tiene especial cuidado en el almacenamiento, dejando caer violentamente sobre el piso el producto que se almacenará. La carga por impacto es igual a la que produce el choque en realidad, menos la magnitud que tendría si fuera carga muerta.

¹¹ Jack Maccomax, Analisis Estructural, Pag. 5, Haria, Mexico

E. Carga Longitudinal:

Esta carga debe considerarse especialmente en el diseño de puentes, ya que actúa en los casos en los cuales los vehículos deben frenar bruscamente sobre el puente, generando fuerzas longitudinales. Otro caso podría ser en el diseño de muelles, al considerar las fuerzas ocasionadas por los buques al encallar.

Finalmente se puede decir que existen códigos que nos indican las diferentes cargas y combinaciones que actuarán sobre la estructura, sin embargo a menudo se requiere que el diseñador tenga que predecir, con base a su criterio y experiencia las cargas a que la estructura será sometida en el futuro.

Por otro lado se puede mencionar que el análisis estructural puede ser cualitativo y cuantitativo, requiriendo este último de muchos cálculos que harán uso de calculadoras, de computadores, pero desafortunadamente en toda persona existe la tendencia a cometer equivocaciones y lo mejor que se puede hacer es reducirla al mínimo.

En el análisis cuantitativo existen métodos que aportan resultados con bastante exactitud llamados métodos exactos, resultados que son usados en diseño estructural. Para usar éstos métodos es necesario conocer además de los requerimientos mencionados anteriormente, las secciones de los miembros, pero esta información es parte de los resultados que se obtendrán finalmente después de hacer el diseño estructural. Si estas secciones son estimadas sin ninguna base, puede resultar que al hacer el diseño, estas secciones no sean las adecuadas, lo que implica repetir todo el análisis de nuevo. Para evitar este trabajo existen otros métodos sencillos que aportan resultados aproximados, muy semejantes a los que obtendríamos con métodos exactos, los cuales permiten estimar secciones que nos garantizan con cierta certeza que resistirán los momentos, cortes, carga axial y las deformaciones de la estructura estén dentro de los límites permisibles. Con estas secciones hacemos el análisis estructural usando los métodos exactos, siendo algunos de los más importantes los siguientes:

4.2 METODOS EXACTOS:

En forma general se puede decir que el estudio de todas las estructuras es aproximado debido a que es necesario hacer ciertas hipótesis en una resolución. Por ejemplo: en el análisis de vigas con apoyos articulados, se supone que las articulaciones no tienen rozamiento, por supuesto que esto no es factible de construir debido a que no se puede hacer una unión articulada sin rozamiento.

Sin embargo, si se tiene buen criterio al hacer la hipótesis que servirá de base en el análisis de una estructura dada, los errores resultantes serán pequeños, motivo por el cual se le llama métodos exactos.

El objeto final de todo análisis estructural es determinar las fuerzas internas que se presentan en la estructura. El criterio utilizado comprende la comparación de las fuerzas internas desarrolladas por las cargas aplicadas y admisibles para el material que se utiliza. Se pueden estudiar las cargas internas que actúan en una sección transversal cualquiera, suponiendo que se corta la estructura en esta sección y se aísla cualquier parte de dicha estructura como un cuerpo libre. Si se han determinado ya todas las demás fuerzas que actúan en la parte aislada, se pueden calcular fácilmente los efectos resultantes de las fuerzas que actúan en la sección transversal, por las ecuaciones de equilibrio estático, razón por la cual a este tipo de estructuras se le llama estructuras estáticamente determinadas o isostáticas. Este tipo de estructuras son aquellas que tienen como máximo tres incógnitas debido a que se tienen únicamente tres ecuaciones, esto es $\sum F_x = 0$,

$\Sigma F_y = 0$ y $\Sigma M = 0$. Existe también otro tipo de estructuras indeterminadas o hiperestáticas, para las cuales no son suficientes las tres ecuaciones descritas anteriormente.

Para los dos tipos de estructuras, se requerirá del proyectista, la capacidad de analizar matemáticamente el comportamiento de una estructura propuesta, en la condición específica de cada proyecto, para lo cual deberá disponerse de una teoría que esté en correlación con el caso, comprobada por los ensayos de laboratorio y por la observación del comportamiento de estructuras existentes. En este sentido es necesario analizar tres aspectos fundamentales.

A. Características de fuerzas internas, deformaciones y flechas bajo cargas o condiciones de deformaciones, estáticas o casi estáticas.

B. Respuesta y características vibratorias bajo condiciones de cargas dinámicas.

C. Características de pandeo, normalmente bajo condiciones de cargas estáticas y ocasionalmente bajo cargas dinámicas.

Como se describió anteriormente el tipo de estructura esta en relación al número de incógnitas, las cuales están relacionadas con los tipos de apoyos de las estructuras. Estos apoyos pueden ser:

- Articulados: que se caracterizan por permitir el giro libre e impedir el desplazamiento en los dos sentidos, vertical y horizontal, dando lugar a la existencia de dos reacciones desconocidas.

- Apoyo de Rodillos: Se caracteriza porque permite el giro libre y el desplazamiento en un sentido, e impide el desplazamiento en el sentido perpendicular a la superficie de apoyo, con lo cual se tendrá una reacción desconocida.

- Empotramiento: Este apoyo no permite el giro libre, ni el desplazamiento, en ningún sentido, desconociéndose el giro o momento y las reacciones horizontal y vertical.

Los sistemas estructurales, que según sus características dan como resultado más de tres incógnitas, se clasifican como estructuras estáticamente indeterminadas o hiperestáticas, que se resuelven por cualquiera de los siguientes métodos exactos: Tres Momentos, Doble Integración, Area Momento, Pendiente y Deflexión, Kani, Cross, Métodos matriciales, etc.

4.3 METODOS APROXIMADOS

Dentro de los métodos aproximados más importantes, para el análisis cuantitativo de estructuras sometidas a la acción de cargas laterales que se clasifican en los sistemas a flexión, se pueden mencionar el método del voladizo, método del factor, método del pórtico simple, etc.

Estos métodos son de gran importancia porque nos dan una aproximación bastante razonable de los valores de las fuerzas internas, con los cuales se pueden dimensionar los miembros estructurales que serán usadas en el análisis estructural con métodos exactos.

CAPÍTULO V

DISEÑO ESTRUCTURAL

5. DISEÑO ESTRUCTURAL

El diseño estructural es la etapa que se inicia simultáneamente con el diseño arquitectónico y la prefiguración de los elementos estructurales y finaliza con el proceso de determinar las dimensiones de dichos miembros capaces de soportar las cargas, así como los esfuerzos y deformaciones que estos producen. Como se dijo anteriormente para hacer el diseño estructural es necesario conocer las cargas, momentos flexionantes, fuerzas cortantes y axiales y deformaciones de la estructura. También es necesario conocer el material de construcción de dicha estructura. Este material será determinado según el tipo de estructura que se diseña, la disponibilidad del material, menor costo, etc.

Para diseñar estructuras existen varios métodos, cuya aplicación dependerá del material de los miembros estructurales, debido a que cada material tiene comportamientos diferentes. A continuación se desarrolla la metodología para diseñar estructuras construidas en madera, en acero y en concreto reforzado.

ESFUERZOS

Dada la importancia que tienen los esfuerzos en el diseño de miembros estructurales, conviene conocer su definición. Se puede decir que esfuerzo es la resistencia interna, por unidad de área, que resulta de la aplicación de una fuerza externa. Si se considera que una fuerza interna existe si existe una fuerza externa, entonces un esfuerzo existe al existir una fuerza externa.

TIPOS DE ESFUERZOS

Los miembros estructurales están sometidos a diferentes fuerzas que ocasionan varios tipos de esfuerzos, como pueden ser esfuerzos de compresión, de tensión y de corte. Los esfuerzos de compresión en un miembro se presentan como consecuencia de la acción de una fuerza que tienda a comprimirlo o aplastarlo. Por el contrario el esfuerzo de tensión se produce cuando se le aplica una fuerza que tienda a estirarlo o alargarlo. El esfuerzo cortante se da cuando dos fuerzas iguales, paralelas y de sentido contrario, tienden a hacer resbalar, una sobre otra las superficies contiguas de un miembro.

5.1 DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE MADERA

El diseño de estructuras de madera es cubierto en el curso de Diseño Estructural I. A continuación se desarrollan los temas tratados actualmente en dicho curso en el mismo orden en que son impartidos.

Para diseñar estructuras de madera es necesario conocer las características del material debido a que esto servirá de fundamento al método de diseño que se emplee, también garantizará que el comportamiento real de la estructura sea como se asumió en el momento de hacer el diseño.

5.1.1 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS Y MECÁNICAS DE LA MADERA

La madera es un material orgánico que se usa en miembros estructurales, usado generalmente en su estado natural. Los árboles son cortados en el bosque y transportados al aserradero para el corte de las piezas que serán usadas como miembros estructurales. Una vez cortadas las piezas deberá ponerse especial atención a una gran cantidad de factores que influyen en su resistencia, siendo los más importantes: la densidad, los defectos naturales, y su contenido de humedad.¹¹

¹¹Harry Parker, Diseño Simplificado de Estructuras de Madera, Pág. 21, Limusa, México.

A. Densidad de la madera:

La densidad de la madera está determinado por las diferencias de disposición y tamaño de las células huecas así como el espesor de las paredes de las células. Este factor es muy importante debido a que guarda una estrecha relación con la resistencia de la madera, el cual se refleja en el peso específico que varía según la especie, no solo por la densidad sino también por el contenido de humedad. Para propósitos de diseño se puede tomar como peso específico promedio 40 lb/pie³.

B. Defectos de la madera:

Otro de los factores importantes que influyen en la resistencia de la madera es los defectos que pueda tener. Dadas las características naturales del material, existen defectos inherentes a todas las maderas que afectan su resistencia, apariencia y durabilidad. Puede considerarse como los defectos más comunes los siguientes:

- **Rajadura a través de los anillos:** es una separación longitudinal de la madera que atraviesa los anillos anuales. Este defecto generalmente se presenta cuando no se hace correctamente el proceso de curado.
- **Reventadura entre anillos:** Es la separación a lo largo de la veta principalmente entre anillos anuales. Tanto el defecto anterior como este, influyen en la resistencia de la madera a resistir esfuerzos cortantes.
- **La pudrición:** Es la desintegración debida al efecto destructor de los hongos, cuando se presenta este defecto la madera se hace blanda, esponjosa y se desmorona.

Es necesario que la madera se impregne con preservativos como la brea de carbón de piedra, la Creosota y Pentaclorofenol, para impedir el crecimiento de los hongos, que se ven muy favorecidos con la presencia de aire, humedad, temperatura, etc. Se pueden utilizar otros tratamientos menos eficientes como aplicación de pintura. La pudrición reduce enormemente la resistencia de la madera, razón por la cual no se tolera en maderas de grados estructurales.

- **Descantillado:** Es la ausencia de madera en la arista o esquina de una pieza de madera aserrada. Este defecto, influye en su resistencia porque se está disminuyendo la sección efectiva del miembro.
- **Nudos:** Es la parte de una rama incorporada al tallo de un árbol. La resistencia de la madera se ve afectada por el tamaño, la disposición y la cantidad de nudos que tenga, afectando directamente a los esfuerzos de trabajo que se usen en el diseño estructural.
- **Bolsas de Resina:** Son aberturas paralelas a los anillos anuales que contienen resina en estado sólido o líquido.

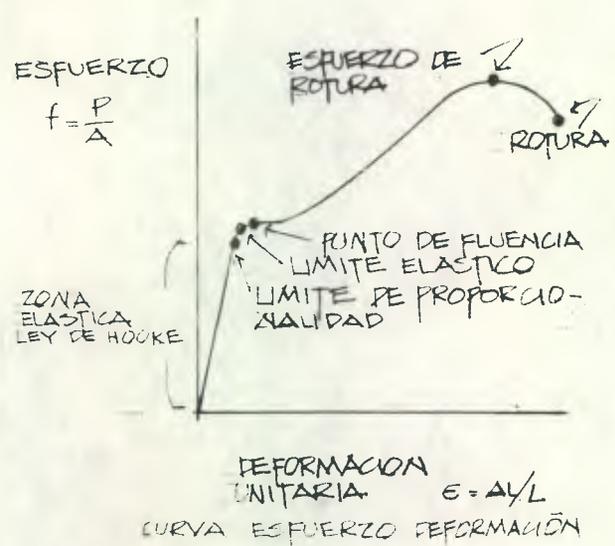
C. Humedad de la Madera:

Toda la madera verde contiene agua, la cual debe ser eliminada para mejorar su resistencia, proceso llamado curado. Este se puede realizar exponiendo la madera al aire o calentándose en hornos. La madera que se ha curado correctamente se caracteriza porque es más rígida, mas fuerte y mas durable. En el proceso de curado debe ponerse mucha atención, debido a que la eliminación de la humedad produce contracciones en las fibras linosas (con alto contenido de sabia), generándose esfuerzos internos que pueden originar rajaduras o pandeo.

5.1.2. ESFUERZOS UNITARIOS PERMISIBLES

A este esfuerzo se le acostumbra llamar de varias formas como: Esfuerzo de trabajo de seguridad, esfuerzos unitario de trabajo, esfuerzo permisible etc. Este es el esfuerzo que se considera en el diseño de miembros estructurales de madera y consiste en el esfuerzo unitario máximo que se considera conveniente.

Los esfuerzos unitarios permisibles son determinados ya sea a partir de los esfuerzos de ruptura o del límite elástico. Para determinar estos esfuerzos se hicieron ensayos en laboratorio tomando una muestra de madera al cual se le aplicaron cargas y se fueron tomando los esfuerzos y las deformaciones unitarias, ploteando los datos en una gráfica, con los cual se obtuvo la curva esfuerzo-deformación. Se observó que hasta un determinado punto, llamado límite de elasticidad, los esfuerzos son directamente proporcionales a las deformaciones unitarias, llamada Ley de Hooke (propuesta por Robert Hooke en 1648). En esta zona elástica los materiales se comportan elásticamente, es decir que al quitar la fuerza, los materiales recuperan su forma original. Después del límite elástico las deformaciones son permanentes, hasta que se produce la ruptura. Por esta razón todos los esfuerzos usados son mucho menores que el límite el elástico y el método usado para diseño de miembros de madera se llama método de diseño elástico, en el cual se usan las cargas reales de trabajo y esfuerzos mucho menores al límite elástico.



La curva esfuerzo-deformación de la madera será diferente para cada especie y en cada especie existen diferencias debido a que no hay dos maderas exactamente iguales, una puede tener mas nudos que la otra, pueden ser diferentes las condiciones de humedad, etc, pero las diferentes etapas de la curva siempre se van a dar, en menor o mayor proporción, las cuales se dan en todos los materiales estructurales.

Para determinar los esfuerzos de trabajo, hay que considerar los factores que toman en cuenta la pérdida de resistencia de la madera por defectos, tamaño del miembro, su densidad, condición de exposición, duración de carga, tamaño de grietas radiales y circulares como puede ser rajaduras y reventaduras. También se considera el factor de seguridad para garantizar la estructura.

En el diseño de miembros estructurales de madera se requieren los siguientes esfuerzos de trabajo: de la fibra extrema a flexión, cortante horizontal, compresión paralela a la veta, compresión perpendicular a la veta y el módulo de elasticidad. Estos esfuerzos se han determinado por medio de ensayos de laboratorio usando probetas de 2" * 2" de sección transversal.

En el laboratorio de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, se han hecho ensayos para diferentes maderas que se producen en Guatemala, los cuales se presentan en la Tabla 3, en el Anexo B.

5.1.3 TAMAÑOS NOMINALES Y EFECTIVOS

Se le llama tamaño nominal o comercial a la sección de los miembros después de ser cortados en el aserradero. Estos se cortan en miembros con secciones que se dimensionan generalmente en múltiplos de 1". Posteriormente esta madera es secada y en ocasiones, según el uso que se le vaya a dar, es cepillada. Debido a que con el secado la madera se contrae y cuando se cepilla se le quita parte de su sección, es conveniente que en el diseño de los miembros estructurales se tome la sección final, la cual se llama tamaño efectivo. El tamaño efectivo se encuentra restándole a cada dimensión de la sección, una fracción de pulgada así: a las dimensiones menores o igual a 4" restar 3/8" y las secciones mayores que 4" restar 1/2".

5.1.4 DISEÑO DE VIGAS DE MADERA

Las vigas de madera deben diseñarse de tal forma que sean capaces de soportar las cargas actuantes así como dar seguridad al usuario al menor costo. Las cargas externas que actúan en la estructura producen diferentes tipos de esfuerzos que deben ser absorbidos por el material. También producen deformaciones, las cuales deberán ser menores que las admisibles. De donde se deduce que una viga correctamente diseñada deberá llenar los requerimientos siguientes:

- A. Diseño a Flexión: $f_r \leq f$
- B. Diseño a Corte: $v_r \leq v$
- C. Diseño de Apoyos: $f_{pr} \leq f_p$
- D. Deflexión: $\Delta r \leq \Delta a$

Donde:

- f_r = Esfuerzo a flexión existente como resultado del momento flexionante.
- f = Esfuerzo a flexión según la especie de madera.
- v_r = Esfuerzo cortante real como resultado de las fuerzas cortantes.
- v = Esfuerzo cortante horizontal según la especie de madera.
- f_{pr} = Esfuerzo de compresión perpendicular a la veta según las cargas actuantes
- f_p = Esfuerzo de compresión perpendicular a la veta según la especie de madera.
- Δr = Flecha según las cargas actuantes
- Δa = Flecha admisible para vigas.

A continuación se hará el estudio de la mecánica estructural de las vigas de madera. La mecánica estructural es el conjunto de conocimientos científicos que permite predecir con cierta seguridad como se comportará una estructura de forma y dimensiones conocidas, cuando esté sometida a fuerzas u otras influencias mecánicas conocidas.¹¹

5.1.4.1 DISEÑO A FLEXION

Considerar la siguiente viga de madera (fig. 1) simplemente soportada sobre la cual actúan cargas externas:

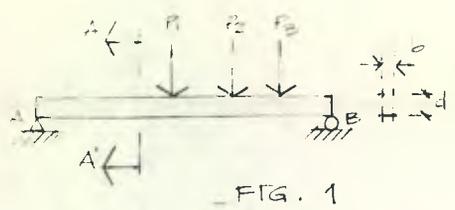


FIG. 1

Como consecuencia de la acción de las cargas la viga se deforma, produciéndose esfuerzos de compresión en las fibras superiores, esfuerzos de tensión en las fibras inferiores y el punto donde se produce el cambio de tensión a compresión es el eje neutro.

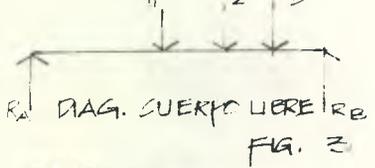
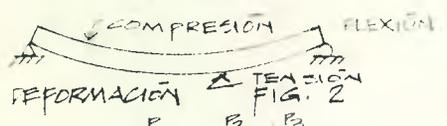


FIG. 2



FIG. 3



FIG. 4

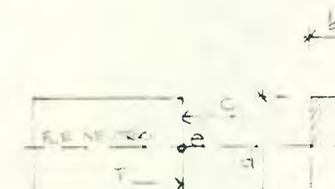


FIG. 5

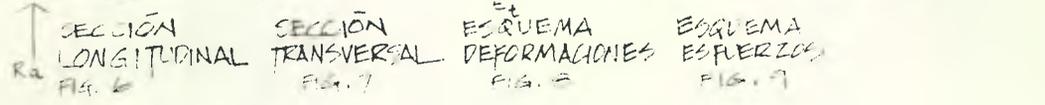


FIG. 6

FIG. 7

FIG. 8

FIG. 9

Asi mismo encontramos en el esquema de esfuerzos para una sección rectangular, que los esfuerzos de compresión (f_c) son iguales a los esfuerzos de tensión (f_t), siendo máximo en las fibras extremas y 0 en el eje neutro, debido a la forma triangular del diagrama. Las fuerzas de compresión (C) y tensión (T) actúan en el centroide de su correspondiente diagrama de esfuerzos, el cual se ubica a 2/3 de d/2 del eje neutro, donde d es el peralte de la viga (fig. 9).

Si se considera que el sistema esta en equilibrio, haciendo una sumatoria de momentos en el punto "e" tenemos:

$$\begin{aligned} \sum M_e &= 0 \\ M R_a - M_c - M_t &= 0 \\ M R_a &= M_c + M_t \quad \text{Si } M R_a = M \end{aligned}$$

$$M = M_c + M_t \quad (1)$$

Momento Flexionante Momento Resistente

Momento Flexionante = Momento Resistente

Donde:

- MRa = Es el momento producido por la reacción Ra.
 Este momento es igual a el momento M (fig. 5)
- Mc = Momento producido por la fuerza de
 compresión.
- Mt = Momento producido por la fuerza de tensión

Si analizamos la ecuación 1 tenemos que el momento M es el que producen las fuerzas externas, expresado en el diagrama de momentos de donde podemos llamarle: Momento flexionante. Los momentos Mc y Mt resultan de la fuerzas internas del miembro razón por la cual llamaremos a estos: Momentos Resistentes.

$$\text{Si } Mc = Mt$$

$$\text{Tenemos: } M = 2 Mc \quad (2)$$

$$\text{pero } Mc = \text{Fuerza} * \text{brazo}$$

$$\text{Fuerza} = C$$

$$\text{Brazo} = 1/3 d$$

$$Mc = C * (1/3 d) \quad (3)$$

$$\text{Pero } C = \text{Esfuerzo} * \text{Area}$$

Como los esfuerzos son máximos en la fibra extrema y 0 en el eje neutro se puede decir que el esfuerzo medio es igual a $f/2$ y el área es el área a compresión de la viga: $A = b*d/2$

Tenemos:

$$C = \frac{f * (b * d/2)}{2}$$

$$C = \frac{f * b * d}{4}$$

Sustituyendo en la ecuación 3

$$Mc = \frac{f * b * d * (1/3 d)}{4}$$

$$Mc = \frac{f * b * d^2}{12}$$

Sustituyendo en la ecuación 2

$$M = 2 * \left(\frac{f * b * d^2}{12} \right)$$

$$M = \frac{f * b * d^2}{6} \quad (4)$$

Si llamamos módulo de sección (S) a la razón existente entre el momento de inercia (I) sobre la distancia (c) del eje neutro a la fibra extrema de la sección a compresión, es decir:

$$S = \frac{I}{c}$$

Si la sección es rectangular:
entonces:

$$I = \frac{b*d^3}{12} \quad y \quad c = d/2$$

$$S = \frac{b*d^3}{12} / \frac{d}{2} = \frac{2*b*d^3}{12*d}$$

$$S = \frac{b*d^2}{6} \quad (5)$$

Sustituyendo en la ecuación (4)

$$M = f*S \quad (6)$$

Llamándosele a ésta ecuación, ecuación de la flexión para una sección rectangular donde:

M = Momento flexionante
f = Esfuerzo a flexión
S = Módulo de sección

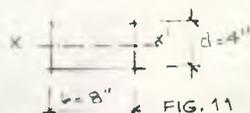
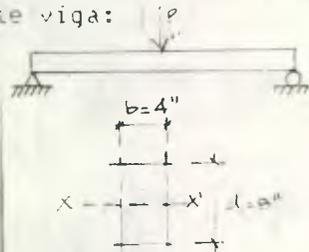
y en general para cualquier sección, la fórmula de la flexión será:

$$M = f * \frac{I}{c} \quad (7)$$

Donde:

I = el momento de inercia
c = la distancia del eje neutro a la fibra extrema
arriba o abajo de dicho eje

Conviene hacer énfasis en este instante de la importancia que tiene el momento de inercia, el cual ayuda a escoger la forma adecuada de la sección según el uso que se le dará a la estructura, por ejemplo: si consideramos la sección rectangular de la siguiente viga:



Vemos que al deformarse la viga, la sección tenderá a rotar sobre el eje X-X'. (Fig. 10)

Entonces:

$$I = \frac{b*d^3}{12} = \frac{4*8^3}{12}$$

$$I = 170.67 \text{ Pulg}^4$$

Si ponemos acostada la misma sección, es decir con sus mismas dimensiones, y consideramos que en la ecuación del momento de inercia la base "b" es siempre paralela al eje de giro (X-X') (fig. 11) y el peralte "d" es siempre perpendicular al eje de giro, tenemos:

$$I = \frac{b * d^3}{12} = \frac{8 * 4^3}{12}$$

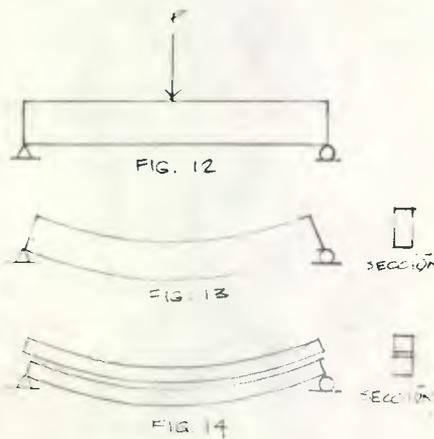
$$I = 42.67 \text{ Pulg}^4$$

En los resultados anteriores puede se notar la gran diferencia en los momentos de inercia aún cuando la sección es exactamente igual en ambos casos. Esto nos permite decir que las vigas son más eficientes en cuanto más peraltadas sean (en función de su eje de giro). también podemos decir que el momento de inercia es la oposición que presentan los cuerpos a rotar.

5.1.4.2 DISEÑO A CORTE

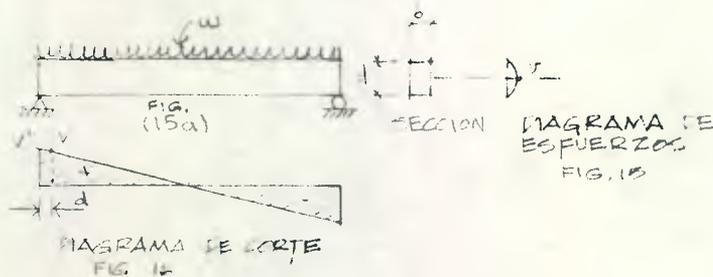
Además de los esfuerzos que producen flexión en una viga, existen los esfuerzos cortantes que pueden ser paralelo a la veta (esfuerzo cortante horizontal) y perpendicular a la veta (esfuerzo cortante vertical). El esfuerzo cortante vertical no es crítico en vigas de madera motivo por el cual unicamente se desarrollará el esfuerzo cortante horizontal, que puede hacer que la viga falle.

Un ejemplo sencillo nos puede mostrar la existencia de este esfuerzo. Suponer la siguiente viga simplemente soportada, con una sección rectangular b, d, siendo la deformación como se muestra en la figura 13. Si tomamos esa misma sección y la separamos en dos partes iguales (ver figura 14) sin colocarle ningún tipo de sujetador, es decir que se pueden deslizar libremente, obtendremos que justamente en la unión de las dos secciones se han producido desplazamientos horizontales. Pues estos mismos desplazamientos ocurren el ejemplo de la figura No. 13, los cuales no son evidentes cuando las cargas son pequeñas, pero si aumentamos las cargas veremos que aparecerán grietas en el eje neutro mostrando que la estructura falló por corte horizontal.



Analizando la viga, haciendo los diagramas de esfuerzos cortantes (fig. 15), se puede ver que los esfuerzos cortantes son máximos en la fibras del eje neutro y mínimos en la fibra externa. Se ha determinado por ensayos de laboratorio, que los efectos críticos de las fuerzas cortantes aparecen a una distancia de los apoyos igual al peralte efectivo (d) de la viga. Por esta razón la máxima fuerza cortante (V)(fig. 16) que debe considerarse en el diseño a corte es la que se presenta a una distancia d de los apoyos.

El esfuerzo cortante en una viga de cualquier sección la podemos encontrar a partir de la ecuación:

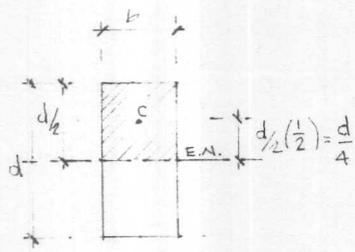


$$v = \frac{V * Q}{I * b} \tag{8}$$

En donde:

- v = Esfuerzo cortante en #/pulg²
- V = Fuerza cortante en #
- Q = Momento estático en pulg³
- I = Momento de inercia en pulg⁴
- b = Ancho de la viga en pulg

Partiendo de la ecuación anterior se puede encontrar el esfuerzo cortante para una sección rectangular (fig. 17):



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

$$Q = \text{Area} \cdot \text{Brazo}$$

Donde el área es la que se encuentra arriba o abajo del eje neutro y el brazo es la distancia que hay entre un eje que pase por el centroide paralelo al eje neutro de esta área y el eje neutro de la sección de la viga.

Entonces:

$$Q = b \cdot d/2 \cdot d/4$$

Sustituyendo

$$v = \frac{V \cdot (b \cdot d^2) / 8}{(b \cdot d^3 / 12) \cdot b}$$

$$v = \frac{3 \cdot V}{2 \cdot b \cdot d}$$

(9) Siendo este el esfuerzo cortante para una sección rectangular.

5.1.4.3 DEFLEXION:

Dentro de los requerimientos que debe cumplir una viga, está la deflexión instantánea la cual debe estar dentro de los límites tolerables con la finalidad de proporcionar seguridad a los usuarios así como reducir al mínimo las vibraciones. Las deformaciones permisibles aconsejables dependerán del uso que se le dé a la estructura. Así por ejemplo: estructuras que serán usadas para apartamentos, comercios, viviendas, etc., la deflexión admisible será:

$$\Delta a = L/360$$

donde:

- Δa = Deformación admisible en pulg
- L = Luz de la viga en pulg

En otros casos como puentes, entarimados, cubiertas, etc., puede usarse:

$$\Delta a = L/200$$

Esta deflexión admisible deberá ser mayor o igual que la deformación real que se presente en la viga, (determinada para cada viga en particular) que dependerá de la luz, las cargas, la sección y el material de la viga. Por ejemplo la deformación real de la viga simplemente soportada (fig. 15a) la flecha máxima es:

$$\Delta r = \frac{5 \cdot w \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

Donde: Δr = Flecha real en pulg
 w = Carga uniformemente distribuida en $\#/pulg$
 L = Luz de la viga en pulg
 E = Módulo de elasticidad del material de la viga en $\#/pulg^2$
 I = Momento de inercia en $pulg^4$

Como puede observarse en la ecuación anterior, tiene mucha importancia la luz (L) debido a que está elevado a la cuarta, es decir que la deformación no varía proporcionalmente a la luz. También tiene especial atención el momento de inercia, ya que a mayor momento de inercia menor deformación. Por otro lado debe recordarse que en el momento de inercia esta involucrado el peralte d elevado al cubo, lo que permite que las vigas sean más eficientes a deflexión, cuanto más peraltadas sean. También debe tomarse en cuenta que las deformaciones serán menores en vigas continuas.

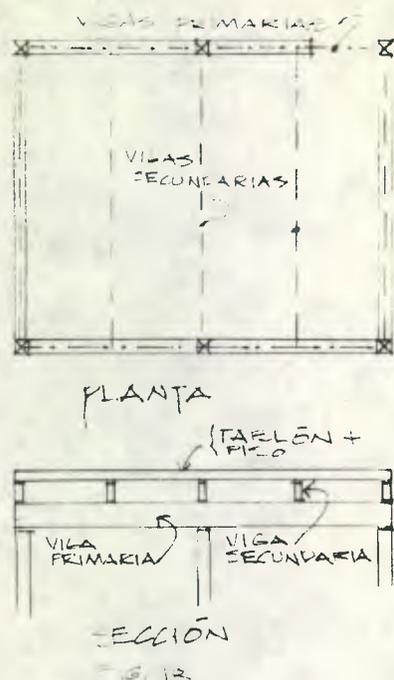
9.1.9 DISEÑO DE ENTREPISOS DE MADERA

En un proyecto determinado el proyecto arquitectónico, como respuesta a la necesidad de crear nuevos espacios habitables, presenta una solución con entrepisos de madera, con el cual se inicia la prefiguración identificando los apoyos, que pueden ser columnas o muros de carga, de manera que las cargas generadas por el techo y entrepiso se transmitan directamente a estos apoyos y luego a la cimentación. Definidos los apoyos del entrepiso se inicia la prefiguración del mismo, sabiendo que se requiere de una superficie horizontal para el desenvolvimiento de las actividades humanas.

La solución debe ser segura y económica, por lo tanto debe utilizarse el menor número de elementos con la menor sección que permitan el logro del objetivo propuesto. En ese sentido se pueden usar tablonés que se comportan como vigas de peralte relativamente pequeño en relación a su ancho, a los cuales es necesario colocarle apoyos a menores distancias que la separación de las columnas, estos apoyos vienen dados por la colocación de vigas secundarias perpendicular al sentido longitudinal del tablón. La separación de las vigas secundarias es menor que la separación de las columnas siendo necesario vigas que den este apoyo y transmitir las cargas directamente a las columnas, a estas vigas se les llama vigas primarias. (Véase fig. 18).

Las cargas se transmiten monodireccionalmente, es decir en una sola dirección y son determinadas sumando las cargas de trabajo muertas y las cargas vivas. Las primeras se determinan de acuerdo al peso de los materiales de la estructura y las segundas se estiman de acuerdo al uso que tendrá la estructura.

ESQUEMA TIPOICO DE UN ENTREPISO



El diseño de entresuelos se inicia a partir del diseño arquitectónico, con lo cual se puede hacer la distribución inicial de vigas secundarias, vigas primarias y columnas, tratando de ubicar las vigas secundarias bajo tabiques para evitar que estos estén transmitiendo cargas al entablado, lo cual haría que el tablón tuviera un peralte mayor.

Después de hacer la distribución se procede a determinar las cargas muertas y vivas por pie cuadrado, iniciando el diseño del tablón. Dado que el tablón a usar se conocen ya las dimensiones de la sección, y con el objetivo de hacer un diseño económico, se encontrará la separación máxima que puede soportar el tablón de acuerdo a su deflexión, flexión y corte, considerando el mismo como una viga.

Definida esta separación, se procede a hacer la distribución final de vigas secundarias y el diseño de estas vigas, posteriormente se hace el diseño de vigas primarias. (Véase ejemplo No. 2 en Anexo A).

5.1.6 DISEÑO DE COLUMNAS DE MADERA

A. Columnas cargadas axialmente

Una columna es un elemento sometido a compresión, lo suficientemente delgado respecto a su longitud para que bajo la acción de una carga gradualmente creciente se rompa por flexión lateral o pandeo ante una carga mucho menor que la necesaria para romperla por aplastamiento. En esto se diferencia de un elemento corto sometido a compresión, el cual aunque este cargado excéntricamente, experimenta una flexión lateral despreciable. Aunque no existe un límite perfectamente definido entre elemento corto y columna, se puede considerar que un elemento a compresión es una columna si su longitud es más de diez veces su dimensión transversal menor ($L > 10*b$). Las columnas se pueden dividir en dos grupos: largas e intermedias, considerándose en ocasiones los elementos cortos como un tercer grupo de columnas.

Estos tres grupos se diferencian fundamentalmente por su comportamiento ante la acción de cargas externas, así las columnas largas se rompen por pandeo o flexión lateral, las intermedias por una combinación de aplastamiento y pandeo y las cortas por aplastamiento.

En ese sentido se puede decir que la carga crítica será aquella carga axial máxima que pueda aplicarse a una columna permaneciendo recta, aunque en equilibrio inestable, de manera que un pequeño empuje lateral haga flexar la misma.

En 1757, Leonhard Euler hizo un análisis teórico de la carga crítica para columnas esbeltas y llegó a determinar la siguiente ecuación, la cual es expresada por el forest products laboratory¹¹ en función del lado menor, para elementos empotrados en sus extremos, considerando un coeficiente de seguridad igual a 3.

$$\frac{P}{A} = \frac{E*\pi^2}{36*(L/b)^2} = \frac{0.27*E}{(L/b)^2}$$

¹¹Ferdinand Singer, Resistencia de Maderas, Pág. 427, Hoda, México

$$\frac{P}{A} = \frac{0.3 * E}{(L/b)^2} \quad (10)$$

Donde:

- P = carga axial (#)
- A = área de la sección (pulg²)
- E = módulo de elasticidad (#/pulg²)
- L = luz libre (pulg)
- b = lado menor de columna (pulg)

$$\frac{L}{b} = \text{esbeltez}$$

En las columnas la esbeltez es crítica por lo tanto deberá chequearse teniéndose que la ecuación anterior es aplicable a columnas cuya esbeltez este entre 10 y 50.

B. Columnas cargadas excéntricamente

Generalmente las columnas que forman parte de la estructura de un edificio, están soportando cargas que actúan fuera del centroide de la sección produciendo determinada excentricidad, lo cual hace que se comporte de diferente manera a las expresadas anteriormente. Esta carga excéntrica produce flexión en la columna debido al momento producido por la misma, con lo cual la columna se estará comportando como un elemento sometido a flexo-compresión, diseñándose como una viga y como una columna. La ecuación, combinando ambas situaciones será entonces:

$$\frac{\Sigma P/A}{c} + \frac{M/S}{f} \leq 1 \quad (11)$$

- Donde:
- P = Carga que actúa en la columna (#)
 - A = Area de la sección (pulg²)
 - c = Esfuerzo de trabajo de compresión paralelo a la veta o el esfuerzo según su esbeltez en #/Pulg², que resulta de la aplicación de la ecuación de Euler (tomar el menor)
 - M = Momento flexionante (##Pulg)
 - S = Modulo de sección (pulg³)
 - f = Esfuerzo a flexión (#/Pulg²)

Puede observarse en la ecuación anterior que se hace una relación entre esfuerzos de compresión y esfuerzos flexionantes. Un diseño económico será aquel que proporcione en sección que mejor trabaje a la acción combinada de ambos efectos.

5.1.7 DISEÑO DE CUBIERTAS

Las cubiertas pueden ser diseñadas de varias formas dependiendo de las características de la distribución arquitectónica. Según la luz a cubrir se podrá resolver usando un sistema de vigas o tendales y costaneras o un sistema de armaduras y costaneras. El primer caso será usado cuando las luces a cubrir sean pequeñas de forma tal que las secciones en las vigas sean de tamaños comerciales y las segundas para cubrir grandes luces.

Cualquiera que sea el sistema a usar, siempre se usarán costaneras para soportar las cargas producidas en la cubierta y transmitir las a las vigas o las armaduras. Las costaneras son los primeros miembros a diseñar en la cubierta.

5.1.7.1 DISEÑO DE COSTANERAS

Las costaneras son las encargadas de soportar las cargas que se producen en la cubierta, y su diseño será de manera que proporcione seguridad y protección al usuario. Las cargas que soportará son las siguientes:

- A. Cargas Muertas
- B. Cargas Accidentales
- C. Cargas Vivas

Las cargas muertas son las producidas por el peso de los materiales usados en la cubierta. (Véase Tabla 4 en Anexo B)

Las cargas accidentales, son cargas que no son constantes en tamaño ni en su ubicación, tales como las cargas de viento, las cuales puede ser que actúen o no, de acuerdo a la existencia de viento. Esta carga de viento puede determinarse de acuerdo a la velocidad del viento, con lo cual se determinará la presión a Barlovento o sea la presión frontal, pero según ensayos de laboratorio se ha encontrado también un efecto de succión a Sotavento. (Véase Tabla 5 en Anexo B)

Además de estas cargas pueden presentarse eventualmente otras, como cargas ocasionadas por personas al hacer reparaciones. Esta carga puede considerarse como equivalente a la ocasionada por el viento, debido a que se estima que no se harán reparaciones en el momento de una acción total del viento, razón por la cual no se toma en el diseño de cubiertas. Otra carga que puede presentarse sobre la estructura es la carga de nieve, considerándose en los lugares en donde se produzca este fenómeno natural.

Para hacer el diseño de costaneras debe conocerse el diseño arquitectónico que muestre el material a usar en la cubierta, a partir del cual se determina la separación entre sí. Su peso muerto se calcula usando la Tabla 3 del Anexo B de cargas muertas, que actuará en dirección de la gravedad.

La carga de viento actuará en dirección normal a la superficie del techo, con lo cual se tendrá una estructura sometida dos fuerzas, esta que actúa perpendicular a una de las caras y la carga muerta que no actúa perpendicularmente a ninguna de las caras (fig. 19). Debido a esta circunstancia y con la finalidad de simplificar el cálculo, debe descomponerse la carga muerta en sus componentes perpendiculares a

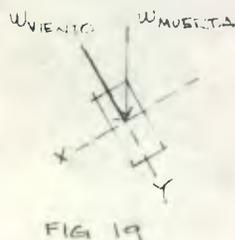


FIG. 19

las caras de la sección de la costanera (componentes en X,Y), de manera que tengamos la sección sometida a fuerzas que actúan perpendicularmente a sus caras. Teniendo las fuerzas actuando de esta manera se puede diseñar la costanera como una viga, con la diferencia que estas fuerzas producen flexión, deflexión y corte en cada cara de la sección.

5.1.7.2 DISEÑO DE ARMADURAS

Las armaduras son miembros estructurales usados comúnmente en cubiertas de grandes luces, en puentes y eventualmente en entrepisos. Resulta muy eficiente porque cubre grandes luces con estructuras muy esbeltas.

Una armadura se puede definir como una configuración estructural de elementos, generalmente soportada en sus extremos y formada por una serie de miembros rectos arreglados y conectados uno a otro de tal manera que los esfuerzos transmitidos de un miembro a otro, sean axiales o longitudinales a ellos únicamente ya sea a tensión o compresión."

La eficiencia de las armaduras se fundamenta en la disposición de sus miembros, los cuales van formando triángulos, debido a que esta es la figura geométrica indeformable a la acción de las cargas, es decir que la figura sigue siendo un triángulo aún cuando sus miembros se deformen, cosa que no ocurre con ninguna otra figura. Estas armaduras formadas completamente de triángulos se les llamará armaduras con configuración completa porque tendrá el mínimo de miembros. Cualquier otra configuración será incompleta e infuncional.

A partir de esta concepción se puede crear cualquier armadura de acuerdo a las necesidades arquitectónicas de nuestro proyecto, determinando la forma que más convenga, colocando los apoyos en el lugar más adecuado según nuestro proyecto. Las armaduras más usadas en cubiertas se presentan a continuación:

TIPOS DE ARMADURAS

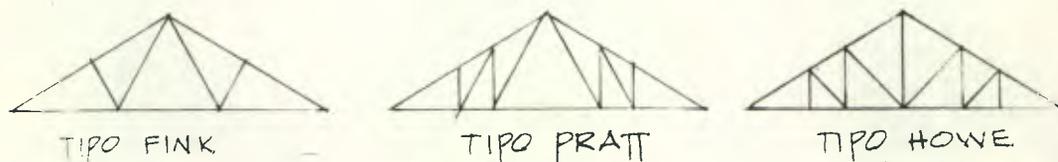


FIG 20

De los tipos de armaduras mostradas anteriormente se puede tomar por ejemplo la armadura tipo HOWE para explicar las partes de la misma.

PARTES DE LA ARMADURA

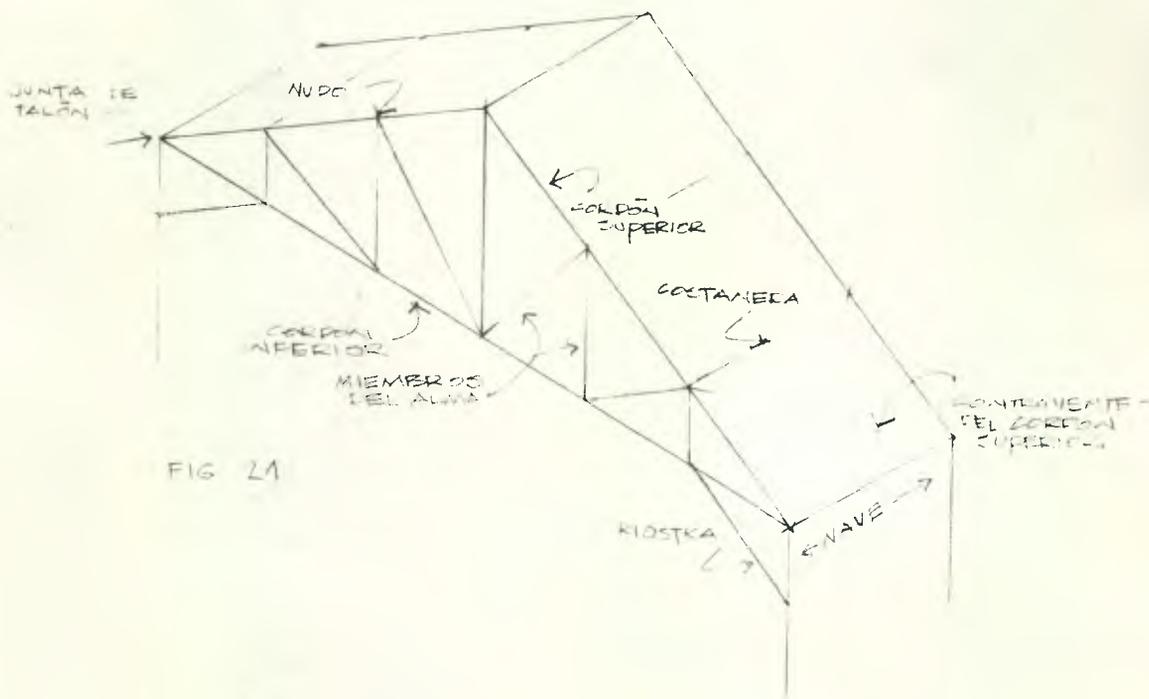


FIG 21

A. Cargas en Armaduras

Las cargas que actúan en una armadura son las que transmiten las costaneras, con la variante que la carga de viento debe tomarse inicialmente en una dirección y posteriormente en dirección opuesta, debido a que el viento solo actúa en una dirección y las armaduras deben diseñarse para que pueda soportar estas cargas cuando se presente en una u otra dirección.

Las cargas que se producen en las costaneras, las cuales fueron previamente diseñadas, actúan en el cordón superior de la armadura, cargas que deben concentrarse en los nudos del cordón, siempre separadas de las cargas muertas y las de viento, dado que en el análisis de las armaduras se consideran las cargas concentradas en los nudos.

Si además de las cargas consideradas en las costaneras existiera otras cargas, como podría ser un cielo falso anclado en el cordón inferior, esta carga deberá concentrarse en los nudos de ese cordón, siempre en dirección de la gravedad. Otras de las cargas que debe considerarse es el peso propio de la armadura. Este peso es muy difícil determinarlo, debido a que no se saben las dimensiones de los miembros, pudiéndose determinar de acuerdo a la tabla 6 que se presenta en el Anexo B, Cuyos pesos fueron determinados por cada pie² de superficie del techo, a partir de una muestra de armaduras ya diseñadas.

B. Analisis de las armaduras

El objetivo del análisis de las armaduras es determinar las fuerzas internas y esfuerzos en los miembros que componen la misma, para hacer el diseño estructural de cada uno. Para el análisis existen varios métodos, siendo los más importantes los siguientes: Método de nudos. Método gráfico o diagramas de Maxwell y el Método de secciones.

B.1 Método de nudos:

Este método es el más exacto y se basa en la descomposición de la armadura en cada nudo, aplicando las ecuaciones de estática ($\Sigma F_x=0$ y $\Sigma F_y=0$), nudo por nudo, dado que esta en equilibrio. Este método resulta tedioso para los estudiantes que no tienen habilidad numérica.

B.2 Método Gráfico:

El método gráfico o diagramas de Maxwell consiste en resolver la armadura gráficamente, siendo un método bastante fácil para estudiantes que tienen habilidad de dibujar como es el caso del estudiante de arquitectura. Después de haber calculado las cargas externas y trasladadas a los nudos, se determinan de las reacciones en los apoyos, aplicando las ecuaciones de estática ($\Sigma F_x=0$, $\Sigma F_y=0$ y $\Sigma M=0$). Conociendo las reacciones se procede a resolver gráficamente la armadura.

B.3 Método de Secciones o de Ritter

Este método tiene la ventaja de que permite encontrar el valor de la fuerza en un miembro determinado sin necesidad de resolver toda la armadura como es el caso de los dos métodos anteriores. Aun con esta ventaja, el método no es muy usado debido a que en una armadura deben diseñarse todos los miembros siendo necesario conocer por lo tanto las fuerzas en todos los miembros.

C. Diseño de los miembros de la armadura

Dependiendo del tipo de armadura, ubicación de los apoyos, ubicación de las cargas, etc., así serán los tipos de esfuerzos a que están sometidos sus miembros. Por ejemplo en una armadura tipo Howe usada en una cubierta, en los miembros del alma, los tirantes estarán sometidos a esfuerzos de tensión y a compresión los puntales, mientras que los del cordón inferior estarán a tensión y los del cordón superior a compresión. Además en este cordón se presentan cargas que le producirán flexión, razón por la cual deben diseñarse para soportar una acción combinada de flexión y compresión es decir que deben diseñarse a flexo-compresión. En algunos casos también el cordón inferior podría tener cargas que le produzcan flexión, como podría ser un cielo falso, en este caso debe diseñarse el miembro a flexo-tensión.

C.1 Diseño de miembros a compresión

Los miembros a compresión, llamados también puntales se diseñan como columnas, suponiendo la fuerza interna como carga axial y la longitud la distancia de centro a centro de nudo.

C.2 Diseño de miembros a tensión

El diseño de los miembros a tensión es muy sencillo, ya que únicamente debe chequearse el esfuerzo a tensión, teniendo cuidado de no exceder el esfuerzo de trabajo a tensión de la madera. Debe ponerse especial atención en los espacios ocupados por los tornillos en las juntas. Por esta razón debe incrementarse en dos tercios el área neta requerida de la sección.

C.3 Diseño de miembros a flexo-compresión

Estos son los miembros que están sometidos a fuerzas que le producen compresión y fuerzas que le producen flexión, por lo tanto deben diseñarse para resistir simultáneamente ambos esfuerzos. Esto se hace tratando de combinar el efecto de ambas acciones: en el caso de la fuerza de compresión hará que se comporte el miembro como una columna y la flexión como una viga. Estos miembros se diseñan como se diseñan las columnas con carga exéntrica, de acuerdo a la ecuación No. 11 mostrada anteriormente, solo que en este caso el momento será el producido por la carga que le produce flexión.

C.4 Diseño de miembros a flexo-tensión

Estos son los miembros que están sometidos a fuerzas que producen flexión y tensión. Ambos efectos se producen simultáneamente, siendo la ecuación usada para su diseño muy parecido a la anterior con la variante, que como en este caso existe tensión, la esbeltez no será crítica y el esfuerzo a considerar será a tensión (f_t).

$$\frac{EP/A + M/S}{ft} \leq 1 \quad (12)$$

D. Diseño de Uniones

Los miembros de una armadura se unen en los nudos. Estas uniones deben ser tan simples como sea posible con un mínimo de corte de material. Generalmente se hacen usando tornillos y placas de acero o madera. Las uniones más críticas se dan en los apoyos, llamadas juntas de talón. Se pueden dar también uniones en el cordón inferior llamadas empalmes a tensión. Este empalme es recomendable que se haga en los puntos donde la fuerza a tensión sea menor.

5.2 DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

El diseño de estructuras de acero forman parte del contenido del curso de Diseño Estructural I. A continuación se detallan los temas tratados actualmente en el mismo, presentados en la misma secuencia del curso.

Las estructuras de acero se caracterizan por ser estructuras muy esbeltas, de poco peso pero tienen la desventaja que fallan fácilmente a la acción del fuego por una parte y por otra, su alto costo porque la materia prima es importada. A lo anterior hay que agregar que son estructuras que necesitan mucho mantenimiento contra la corrosión.

El acero más usado es el que señala la Sociedad Americana para Pruebas de Materiales (ASTM) en su especificación A36 y Los esfuerzos permisibles de trabajo incluidos en las especificaciones del Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC) están basados en el esfuerzo en el punto de fluencia (f_y) de 36,000 #/pulg², razón por la cual el método de diseño es el Método de Diseño Elástico.

5.2.1 VIGAS DE ACERO

Las vigas de acero se diseñan usando el método elástico, es decir que se usan las cargas reales y esfuerzos de trabajo. Estos miembros se diseñan de forma parecida al diseño en madera, con la variante que los esfuerzos que resiste el acero son mucho mayores que los de la madera, y de allí que las secciones son muy esbeltas. Esta circunstancia motivó la búsqueda de secciones más eficientes, aun cuando no sea de sección rectangular sólida, dando lugar a los perfiles estructurales.

5.2.1.1 PERFILES ESTRUCTURALES

Los perfiles estructurales adecuados son aquellos que trabajan con mayor eficiencia según el uso que se les da, así en el caso de vigas las más usadas son:

W ó WF = Vigas de patines anchos
 S ó I = Viga I estándar
 C = Viga canal
 WT = Viga T, patines anchos
 ST = Viga T, patines angostos

Estos perfiles son identificados con la nomenclatura utilizada en el manual del Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC), el cual los identifica de la siguiente manera: por ejemplo: 8 I 23 o I 8 *23, el primer dígito es el peralte aproximado de la viga en pulgadas, la letra o símbolo es el tipo de perfil, y el otro valor numérico es el peso en libras (#) por cada pie lineal de viga.

A. Perfiles Compactos y no Compactos

Se puede decir que una sección es compacta cuando la relación de ancho a espesor de los elementos sobresalientes del patín de compresión es igual o menor que $1.600/f_y$ donde f_y es el esfuerzo de cedencia del acero en #/pulg², es decir:

$$\frac{(b_f - t_w)/2}{t_f} \leq \frac{1600}{f_y} \quad \text{entonces la sección es compacta.}$$

Además debe cumplir con los siguientes requerimientos para que la sección sea compacta:

$$(3301.42 * tf/bf)^2 \leq fy$$

$$(13028.58 * tw/d)^2 \leq fy$$

Donde:

bf = Ancho del patin en pulg

tw = Espesor del alma en pulg

tf = Espesor del patin en pulg

fy = Esfuerzo de Cedencia en #/pulq²

d = Peralte efectivo en pulg

Así por ejemplo para acero A36, 1600/√36,000 #/pulq² = 8.43, si las secciones son W 12*27 y W12*72 (fig. 22), tomando sus características de la tabla 7 del Anexo B, tenemos:

Sección W 12*27

$$\frac{(bf - tw)/2}{tf} \leq \frac{1600}{\sqrt{fy}}, \quad \frac{(6.497 - 0.237)/2}{0.4} = 7.82 < 8.43$$

$$(3301.42 * tf/bf)^2 \leq fy, \quad (3301.42 * 0.4/6.497)^2 = 41314 > 36000 \text{ #/pulq}^2$$

$$(13028.58 * tw/d)^2 \leq fy, \quad (13028.58 * 0.237/11.96)^2 = 66654 > 36000 \text{ #/pulq}^2$$

Entonces la sección es compacta.

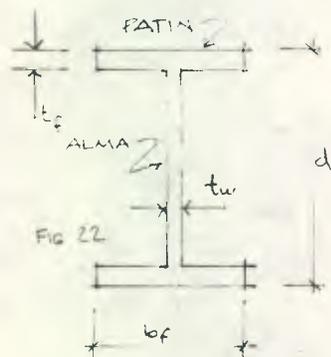
Sección W 12*72

$$\frac{(bf - tw)/2}{tf} \leq \frac{1600}{\sqrt{fy}}, \quad \frac{(12.04 - 0.43)/2}{0.671} = 8.65 > 8.43$$

$$(3301.42 * tf/bf)^2 \leq fy, \quad (3301.42 * 0.671/12.04)^2 = 33853 < 36000 \text{ #/pulq}^2$$

$$(13028.58 * tw/d)^2 \leq fy, \quad (13028.58 * 0.43/12.25)^2 = 209150 > 36000 \text{ #/pulq}^2$$

Entonces la sección es no compacta.



Puede verse entonces que el perfil W 12*27 es una sección compacta y W 12*72 es una no compacta. Esta clasificación es muy importante para determinar los esfuerzos permisibles a flexión como se verá posteriormente.

5.2.1.2 ESFUERZOS UNITARIOS PERMISIBLES DEL ACERO ESTRUCTURAL

Los esfuerzos unitarios permisibles o esfuerzos de trabajo del acero estructural son calculados a partir del esfuerzo de cedencia del acero. Como ejemplo, tenemos que el esfuerzo de tensión (f_t) para acero A 36 es $f_t = 0.60 * f_y$ por tanto $f_t = 0.60 * 36,000 \text{ #/pulq}^2 = 21,600 \text{ #/pulq}^2$. Este esfuerzo, por facilidad de cálculo se acostumbra redondear a $22,000 \text{ #/pulq}^2$. A continuación se presentan los esfuerzos de trabajo.

Esfuerzos unitarios permisibles para acero A 36

TIPO DE ESFUERZO	ESPECIFICACION AISC	ESFUERZO
Tensión	$f_t = 0.60 * f_y$	22,000 #/pulq ²
Corte	$f_v = 0.40 * f_y$	14,500 #/pulq ²
Flexión	$f_b = 0.66 * f_y$	24,000 #/pulq ²

5.2.1.3 VIGAS CON SOPORTE LATERAL

Las formas de los perfiles de las vigas de acero, como se dijo anteriormente, son escogidos para soportar eficientemente las cargas, de manera que se use la menor cantidad de acero. Con esto se tienen secciones muy esbeltas, que con facilidad se voltean, debido a que el patín superior resiste los esfuerzos de compresión y tiene la misma tendencia al pandeo que se presenta en una columna cargada. Este patín puede estar apoyado lateralmente en toda su longitud por medio de la losa del piso, diremos entonces que esta arriostrada adecuadamente en toda su longitud. Sin embargo no siempre se da esta situación, existiendo soportes laterales a determinadas distancias. En estos casos tendremos que según la distancia, entre soportes laterales, así será el esfuerzo de trabajo a flexión que se tome.

El Instituto Americano de la Construcción en Acero ha determinado la distancia máxima sin arriostrar (L_c) del patín de compresión de cada perfil compacto, con esfuerzo de trabajo a flexión de 24,000 #/pulg², así como la longitud máxima (L_u) sin arriostrar del patín de compresión más allá de la cual el esfuerzo de trabajo será menor que 22,000 #/pulg². Dicho en otras palabras cuando la viga este apoyada a intervalos iguales o menores que L_c usar $f_b = 24,000$ #/pulg² para acero A36. Cuando la distancia sea mayor que L_c y menor que L_u usar $f_b = 22,000$ #/pulg². En perfiles no compactos usar $f_b = 22,000$ #/pulg² para vigas con distancia sin arriostrar menor a L_u .

En general se puede decir que una viga de acero bien diseñada, deberá tener un área lo suficientemente grande para resistir toda la flexión, el cortante y la deflexión.

Ejemplo:

En el análisis de un edificio una de las vigas resultó ser como se muestra en la figura. La carga que actúa en ella es una carga de trabajo de 2 K/pie (incluyendo su peso propio. K=kips) Determinar la sección en acero A36 sabiendo que la viga esta apoyada lateralmente en toda su longitud.

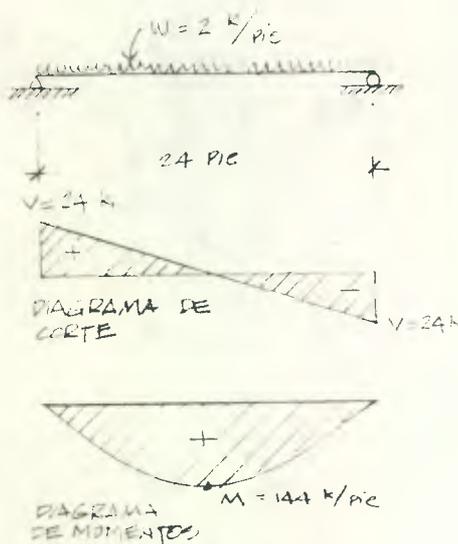


FIG 23

Solución: El método de diseño es el método de diseño elástico, iniciando el diseño a flexión

A) Diseño a Flexión:

Aplicando la ecuación de la flexión tenemos:

$$M = f_b S$$

Despejando el módulo de sección $S = M/f$

Si el momento para una viga simplemente apoyada es:

$$M = wL^2/8 = 2(24)^2/8$$

$$M = 144 \text{ K}\cdot\text{pie} = 1,728,000 \text{ #}\cdot\text{pulg}$$

y el esfuerzo de trabajo a flexión del acero es: $f = 24,000$ #/pulg², entonces:

$$S = \frac{M}{f} = \frac{1,728,000 \text{ #}\cdot\text{pulg}}{24,000 \text{ #/pulg}^2}$$

$$S = 72 \text{ pulg}^3$$

El módulo de sección requerido para el momento producido por las cargas y el esfuerzo máximo del acero es: $S = 72 \text{ pulg}^3$. Cualquier sección de viga que tenga un módulo de sección igual o mayor que este, es adecuada a flexión, escogiendo aquella que tenga mayor peralte y menor peso propio.

El Instituto Americano de Construcción en Acero (AISC) ha determinado las características físicas y mecánicas de cada perfil, como puede verse en la tabla 7a en el Anexo B, se presenta inicialmente la designación del perfil, el área (A), peralte (d), ancho del patin (bf), espesor del patin (tf), espesor del alma (tw), momento de inercia (I), módulo de sección (S) y radio de giro (r) para los ejes X ó Y.

Para nuestro ejemplo: Si se toma un perfil "W", encontramos en la columna del módulo de sección respecto del eje X el perfil W 16*45, que tiene $S = 72.5$ y W 18*45 tiene $S = 79.0 \text{ pulg}^3$. Los dos tienen mayor módulo de sección y los dos pesan 45 #/pie. Se escoge el de mayor peralte, W 18*45. Chequear si la sección es compacta:

$$((bf-tw)/2)/tf = ((7.477 - 0.335)/2)/0.499 = 7.16 < 8.43$$

$$(3301.42 * tf/bf)^2 = (3301.42 * 0.499/7.477)^2 = 48545 > 36000 \text{ \#/pulg}^2$$

$$(13028.58 * tw/d)^2 = (13028.58 * 0.335/17.86)^2 = 59720 > 36000 \text{ \#/pulg}^2$$

Entonces la sección es compacta.

B) Diseño a Corte

Después de diseñar a flexión la viga debe chequearse a corte. Generalmente los perfiles de vigas que soportan los esfuerzos flexionantes, son suficientes para soportar las fuerzas cortantes.

Como se vió anteriormente, el esfuerzo cortante en vigas es máximo en la fibra neutra y nulo en las fibras extremas. Debido a esta circunstancia se supone que el alma es la única parte que resiste el cortante en la sección de la viga de acero. Teniendo que el esfuerzo cortante promedio (fv) en una viga es:

$$fv = \frac{V}{d*tw} \quad \text{donde:}$$

$V =$ fuerza cortante (#)
 $d =$ peralte de la viga (pulg)
 $tw =$ Espesor del alma de la viga (pulg)

Sustituyendo, tenemos que el esfuerzo cortante para W 18*45 es:

$$fv = \frac{24,000 \text{ \#}}{17.86 \text{ pulg} (0.335 \text{ pulg})}$$

$$fv = 4,011.3 \text{ \#/pulg}^2 < 14,500 \text{ \#/pulg}^2$$

El esfuerzo cortante según la fuerza cortante y el perfil de la viga es 4,011.3 #/pulg² y el esfuerzo cortante de trabajo del acero A 36 es 14,500 #/pulg². Este esfuerzo es mayor, que el requerido, se puede decir entonces que la sección es correcta.

C) Deflexión

Además de resistir flexión y trote, las vigas no deben deformarse excesivamente ya que producirían grietas en los pisos, vibraciones, etc. que darían sensación de inseguridad. Por lo tanto debe revisarse de tal forma que no se exceda de la deformación admisible o permisible de las vigas (a).

$$\Delta_a = \frac{L}{360} = \frac{24 * 12}{360} = 0.8 \text{ pulg} \quad \text{donde } L = \text{luz de la viga}$$

La fecha real puede terminarse por cualquier método de análisis estructural. La viga del ejemplo es una viga estáticamente determinada con una carga uniformemente distribuida. Para esta viga la deformación real es: (Δ_r)

$$\Delta_r = \frac{5 w * L^4}{384 E * I}$$

Donde:

w = es la carga uniformemente distribuida (#/pulg)

L = Luz de la viga (pulg)

E = Módulo de elasticidad (#/pulg²)

I = Momento de inercia (pulg⁴)

Si se conoce que la máxima deformación es la deformación admisible, podemos decir en la ecuación anterior que:

$$\Delta_a = \Delta_r \text{ entonces } \Delta_a = \frac{5 w * L^4}{384 E * I} \quad \text{despejando } I \text{ tenemos:}$$

$$I = \frac{5 w * L^4}{384 E * \Delta_a}$$

sustituyendo:

$$I = \frac{5(2 * 1000 / 12)(24 * 12)^4}{384(29,000,000)0.8}, \quad I = 643.53 \text{ pulg}^4 < 706 \text{ pulg}^4$$

El momento de inercia de 643.53 pulg⁴ corresponde a una deformación máxima de la viga de 0.8 pulg. Este momento de inercia debe compararse con el perfil escogido, que según la tabla 7a del Anexo B, es I = 706 pulg⁴, este es mayor que el calculado, puede considerarse que la sección es aceptable. Si este momento de inercia hubiera sido menor, hubiéramos buscado en la tabla un mayor momento de inercia y siendo ese el perfil adecuado. Para nuestro ejemplo, la sección escogida es W 18 * 45.

5.2.1.4 VIGAS SIN SOPORTE LATERAL

Cuando los patines a compresión de vigas compactas están soportadas lateralmente a intervalos no mayores que L_c , el esfuerzo de flexión para acero A36 dijimos que era 24,000 #/pulg². Si la distancia entre estos apoyos supera L_c pero es menor que L_u , el esfuerzo de trabajo para ese acero es 22,000 #/pulg². Para perfiles que no son compactos, el esfuerzo permisible a flexión es 22,000 #/pulg² para todas las longitudes sin soporte lateral menor que L_u .

Cuando la longitud sin soporte lateral del patín a compresión es mayor que L_u , el esfuerzo de trabajo por flexión debe reducirse de acuerdo a las previsiones requeridas por las especificaciones AISC. El diseño de las vigas de acero, cumpliendo estos requisitos, se complica. Utilizando la tabla 8 del Anexo B, nos ayudará a seleccionar el perfil adecuado bajo estos requisitos. Para comprender mejor el procedimiento resolver el siguiente ejemplo.

Ejemplo: Diseñar la sección de la viga anterior suponiendo que tendrá soportes laterales a 18 pies.

Solución: a) Diseño a Flexión

De la información anterior tenemos que: $M = 144 \text{ K*pie}$ y sabiendo que el máximo esfuerzo a flexión de una viga sin soporte lateral es $22,000 \text{ \#/pulg}^2$, determinar el módulo de sección.

$$S = M/f \quad (144*1000*12)/22,000 = 78.54 \text{ pulg}^3$$

Si llamamos U a la distancia entre soporte y la multiplicamos por el módulo de sección tenemos:

$$S*U = 78.54*18 = 1413.72$$

Luego buscar este valor en la tabla 8 en la columna S*Lu un valor igual o mayor que 1413.72 y el módulo de sección también igual o mayor que 78.54 pulg³. Se puede tomar 16 WF 58.

Revisando esta sección respecto de su esfuerzo real y su modulo de sección (S = 94.1 pulg³) tenemos:

$$f = M/S = (144*1000*12)/94.1 = 18,363.44 \text{ \#/pulg}^2$$

Por otro lado tenemos que una especificación de AISC requiere que el esfuerzo unitario de compresión fb no sea superior a:

$$f_b \leq \frac{12,000,000}{L*(d/A_f)} \quad \text{donde:}$$

$L = \text{longitud sin soporte (pulg)}$
 $d = \text{Peralte de la viga (pulg)}$
 $A_f = \text{Area del patín (pulg}^2\text{)}$

Según la tabla 7a del Anexo B, tenemos la información para el perfil 16 WF 58:

$a = 15.86"$
 $b_f = 8.464"$
 $t_f = 0.645"$

$A_f = b_f * t_f$
 $A_f = 8.464 * 0.645$
 $A_f = 5.46 \text{ pulg}^2$

$$f_b = \frac{12,000,000}{(18*12)(15.86/5.46)}$$

$$f_b = 19,125.68 \text{ \#/pulg}^2 > 18,363.44 \text{ \#/pulg}^2$$

Siendo este el esfuerzo máximo permisible, mayor que el esfuerzo real de 18,363.46 #/pulg², se puede decir que la sección es correcta.

b) Diseño a corte

$$f_v = \frac{V}{d*t_w} = \frac{24,000}{15.86*0.407}$$

$$f_v = 3,718 \text{ \#/pulg}^2 < 14,500 \text{ \#/pulg}^2$$

entonces la viga es adecuada para soportar las fuerzas cortantes.

c) Deflexión

En la solución anterior ya se había calculado el momento de inercia requerido igual a 643.53 pulg⁴ para una deformación admisible de 0.8 pulg y según la tabla 7a el momento de inercia del perfil 16 WF 58 es 748 pulg⁴, el cual es mayor que el requerido, tenemos entonces que la sección es adecuada.

Las vigas sin soporte lateral representan la menor cantidad de casos, ya que la mayoría de las vigas tienen soporte lateral a distancias menores a L_c , dados por el piso, o por otra viga que tienen por función soportar el piso y estas a su vez dan soporte al patín a compresión de la viga en que se apoyen.

5.2.2 COLUMNAS DE ACERO

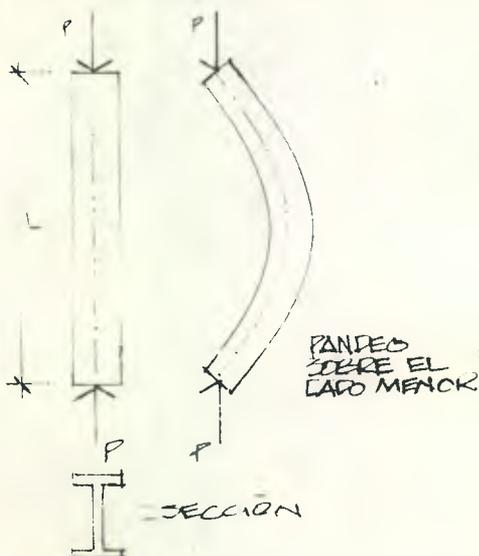
En el diseño de columnas, como se vio anteriormente, es muy importante la longitud que tenga ya que si son columnas cortas fallaran por aplastamiento, mientras que en columnas de mayor longitud puede fallar por su esbeltez, la cual dijimos en columnas de madera igual al L/b , es decir la razón entre la longitud y el lado menor de la columna. Para el caso de la columna de acero, la relación de esbeltez viene dada por L/r donde L sigue siendo la longitud y r el radio de giro, ambas en pulgadas. En estas columnas los esfuerzos no están distribuidos por igual en toda la sección transversal, de manera que el esfuerzo unitario de compresión (f_a) promedio debe ser menor de 20,000 $\#/pulg^2$, dependiendo de la relación de esbeltez L/r , de las condiciones de apoyo de la columna en sus extremos y del área de su sección transversal.

5.2.2.1 PERFILES PARA COLUMNAS

Es muy importante elegir el perfil adecuado en columnas. En madera dijimos que la columna se pandeará sobre el eje perpendicular a su lado menor, porque las secciones eran compactas. En el caso del acero, las secciones no son compactas en el sentido estricto de la palabra, sino que son perfiles que generalmente no son simétricos en ambos ejes. Tendremos entonces que la columna se pandeará sobre el eje en donde tenga menos momento de inercia. Esta circunstancia hace que la sección mas eficiente será aquella que tenga igual momento de inercia para cada eje, tal como una sección tubular, pero esta sección tiene la desventaja que es difícil hacer los empalmes con las vigas.

En este sentido, las columnas tipo I tienen la desventaja de que el momento de inercia en el eje paralelo al alma es mucho menor que el momento de inercia respecto del eje perpendicular a dicha alma, desperdiciándose parte de la sección al no ser útil en la columna. Esta desventaja está reducida en las secciones W ó WF debido a sus patines anchos, y que en ocasiones se les llama H.

5.2.2.2 RELACION DE ESBELTEZ



Este es un factor importante en la sección que se usará finalmente en la columna, siendo el cociente entre la longitud (L) y radio de giro (r). El radio de giro puede definirse como la distancia uniforme a la que debe situarse el área total, respecto a un eje, para que tenga el mismo momento de inercia. Para columnas el radio de giro viene dado por la raíz cuadrada de la razón entre momento de inercia (I) y el área (A): $r = \sqrt{I/A}$.

Este radio de giro generalmente no es necesario calcularlo ya que en las tablas de las propiedades de los perfiles ya está dado para cada eje.

La esbeltez está determinada, como se dijo anteriormente por el radio de giro y la longitud. Otro factor que es determinante en el pandeo es el tipo de apoyo de la columna, afectando a la esbeltez, de donde se puede decir que:

esbeltez = KL/r

donde:

K = es una constante que depende del tipo de apoyo y de los medios disponibles para resistir su desplazamiento lateral. En la figura A del Anexo B se presentan varios diagramas para diferentes condiciones de apoyo.

En la mayoría de edificios que se encuentran en la construcción, el valor de la constante K es igual a uno por lo que la relación de esbeltez se convierte simplemente en L/r .

El Instituto Americano en su Manual de Construcción (AISC) da a conocer los requerimientos para diseño de las columnas. El primer requerimiento se refiere a la esbeltez, indicando que no debe ser mayor que 200 para miembros a compresión. El siguiente requerimiento se refiere a los esfuerzos unitarios permisibles, los cuales no deben ser superiores a los siguientes valores:

Para una sección cargada axialmente, cuando:

$$\frac{K*L}{r} < C_c$$

donde:

C_c = relación de esbeltez que divide el pandeo elástico del inelástico

y $C_c = \sqrt{(2*\pi^2*E)/f_y}$

Para acero A36 C_c es:

$$C_c = \sqrt{(2*\pi^2*(29,000,000)/36,000)}$$

$$C_c = 126.1$$

Entonces: $\frac{K*L}{r} < 126.1$

Y el esfuerzo axial de compresión permisible (f_a) en $\#/pulg^2$ es:

$$f_a = \frac{1 - \frac{(K*L/r^2) * f_y}{2*C_c^2}}{\frac{5}{3} + \frac{3(K*L/r)}{8*C_c} - \frac{(K*L/r)^3}{8*C_c^3}} \quad \text{donde } f_y = \#/pulg^2$$

En los casos que la esbeltez sea mayor que C_c :

si $K*L/r > C_c$ es decir $K*L/r > 126.1$, para acero A36, tendremos que el esfuerzo (f_a) es:

$$f_a = \frac{149,000,000}{(K*L/r)^2}$$

Los resultados de las ecuaciones anteriores ya fueron calculados para diferentes valores de relación de esbeltez por AISC, los cuales se presentan en la tabla 9 del Anexo B.

Para mostrar el procedimiento en el diseño de columnas se presenta el siguiente ejemplo:

Ejemplo:

Determinar la carga máxima que soportará una columna de 12 pies de longitud, de acero A36 y perfil W 14*61

Solución:

De la tabla 7b podemos leer los valores que corresponden a un perfil W 14 * 61.

A = 17.9 pulg², r_{x-x} = 5.98 pulg, r_{y-y} = 2.45 pulg.

La columna puede pandearse para cualquier lado, en este caso será sobre el lado en donde tenga el radio de giro menor, que es el lado donde menos momento de inercia tiene, por lo tanto se calculará la relación de esbeltez con el radio de giro menor. Generalmente los extremos de las columnas están restringidas a la rotación o traslación, tendremos entonces que K = 1, entonces:

Esbeltez = $\frac{K*L}{r} = \frac{1*12*12}{2.45} = 58.78$

Según la tabla 9, tenemos para una relación de esbeltez de 58, le corresponde un esfuerzo fa = 17.62 K/pulg² y para 59 fa = 17.53 K/pulg², interpolando la relación esbeltez 58.78 tenemos:

$(17.62 - (17.62 - 17.53) * (58.78 - 58)) = 17.55 \text{ K/pulg}^2$

Por lo tanto fa = 17.550 #/pulg²

Si el área de la sección W 14*61 es A = 17.9 pulg² la carga permisible será: 17.9 * 17.530 = 314,145 #. Estas cargas permisibles pueden encontrarse para varios perfiles en la tabla 10 del Anexo B, en la cual se lee para el perfil W 14*61 una carga de 314 K. Esta tabla puede reducir en gran manera el procedimiento de cálculo ya que teniendo la carga y la luz, puede encontrarse el perfil adecuado.

5.3 DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO

El diseño de estructuras de concreto reforzado se enseña en los cursos de Diseño Estructural II y III. A continuación se presenta el diseño de estructuras de concreto reforzado en el mismo orden en que se imparten actualmente en dichos cursos.

Las estructuras de concreto reforzado son estructuras que están compuestas de concreto y acero, haciendo una composición ideal. Estas estructuras son muy usadas debido a que se pueden adaptar a cualquier forma, según sea el requerimiento arquitectónico, proporcionando seguridad por medio de estructuras económicas y eficientes. Esta es una de las ventajas de este sistema con respecto a los estudiados en los capítulos anteriores, a la cual debe agregarse su menor costo, poco mantenimiento, resistencia al fuego, larga duración así como el uso de mano de obra no especializada.

La eficiencia de estas estructuras depende en gran medida de la calidad de los materiales que se usen en su construcción, los cuales deben llenar los requisitos exigidos por el diseño de la estructura. Por ésta razón se dará énfasis en el aspecto cualitativo de los materiales, iniciando el estudio con el primer componente del concreto reforzado, el concreto.

5.3.1 CONCRETO

El concreto es un material con aspecto de piedra obtenido de una mezcla cuidadosamente proporcionada de cemento, arena, grava y agua, que se ha endurecido dentro de moldes de la forma y dimensiones de la estructura deseada. El concreto se compone fundamentalmente de agregados gruesos y finos. El material encargado de unir estos agregados es el cemento que contiene sustancias químicas que accionan al contacto con el agua, la cual permite también hacer una mezcla trabajable para llenar las formaletas y rodear el acero de las armaduras y posteriormente endurecerse, con lo cual se tiene una masa sólida.

Las proporciones en que estos materiales se usen en la mezcla, así será la resistencia que se obtenga finalmente, motivo por el cual será muy importante el control de dosificaciones. Las propiedades que tengan los materiales, es también, fundamental en la resistencia, tal es el caso del uso de cementos especiales, como los de elevada resistencia inicial; agregados especiales como agregados ligeros o pesados y métodos especiales de curado, etc.

La resistencia también depende en gran medida de las condiciones de humedad y temperatura en que se mantenga la mezcla, desde el momento en que se coloca en los encofrados, hasta que se ha endurecido por completo, a este proceso se le llama curado. Todas estas variables hacen que se ponga especial atención al control y supervisión de todo el proceso de fabricación, desde la dosificación de los componentes individuales y el mezclado y colocación hasta el final de curado.

Las ventajas que tiene el concreto en construcción son tan importantes, que se cree que fue usado hace miles de años, en su forma más primitiva por los egipcios. Una de estas ventajas es la facilidad con que se pueden llenar los encofrados de casi cualquier forma mientras tiene todavía una consistencia plástica. Otra de las ventajas evidentes es la resistencia al fuego.

Los materiales que componen el concreto son de fácil adquisición ya que a excepción del cemento, los demás materiales se pueden encontrar casi en cualquier parte. La resistencia del concreto es en gran medida a compresión, es decir que es un material uniresistente, lo que lo hace útil para los elementos sometidos a este esfuerzo, siendo mucho menor su resistencia a tensión y corte.

Debido a que no todas las estructuras están sometidas solo a compresión, sino que están sometidas a la acción de varios esfuerzos, como es el caso de la viga sometida a flexión, en la segunda mitad de siglo XIX se determinó la posibilidad de utilizar el acero en aquellas partes de los miembros que estén sometidos a esfuerzos de tensión, con lo cual se está superando la debilidad del concreto. Con esta combinación se obtuvieron muchas ventajas como: El costo relativamente bajo, la excelente resistencia a fuego y a la acción de fenómenos naturales (lluvia, humedad, calor, etc.), buena resistencia a compresión, excelente adaptabilidad a formas diversas y la elevada resistencia a tensión del acero así como su tenacidad y ductibilidad. Esta combinación es la que hace su uso casi ilimitado en la construcción, tales como edificios, puentes, presas, tanques, depósitos, y una multitud de otras estructuras. A continuación se resumen algunas de las ventajas del concreto reforzado:

- A) Versatilidad de formas: el material se adapta a cualquier forma de origen arquitectónico o funcional.
- B) Durabilidad: Con la protección que da el concreto al acero la estructura puede tener una larga vida con el menor mantenimiento.
- C) Resistencia al fuego: Con la protección mencionada anteriormente la estructura ofrece el máximo de seguridad.
- D) Costo: la estructura resulta más económica porque parte del material se produce localmente.
- E) Disponibilidad de mano de obra y materiales. La mano de obra se puede encontrar fácilmente en la localidad de construcción.

5.3.1.1 CEMENTO

El cemento es un material aglomerante que tiene propiedades de adherencia y cohesión necesarios para unir agregados inertes entre sí formando una masa sólida de resistencia y durabilidad adecuadas. El cemento usado para hacer concreto es el cemento llamado hidráulico debido a que es necesario agregarle agua para el proceso químico en el que el polvo del cemento, fragua y endurese formando una masa sólida, siendo el más común el cemento Portland, fabricado por primera vez en Inglaterra en 1824.

Los concretos fabricados con cemento Portland necesitan generalmente unas dos semanas para alcanzar la resistencia suficiente para que puedan desmontarse los encofrados de vigas y losas, alcanzando la resistencia de diseño después de 28 días y continuar endureciendo de manera decreciente.

El cemento al mezclarse con agua se endurece gradualmente hasta convertirse en sólido. A este proceso se le llama fraguado o endurecimiento estimándose que el concreto ha fraguado cuando ha alcanzado una rigidez suficiente para soportar las cargas de diseño, después de lo cual continua endureciendo por largo tiempo con aumento de su resistencia.

La cantidad de agua es un factor muy importante en la resistencia del concreto. Según H. Rush la cantidad adecuada de agua es igual al 25% del cemento, siendo necesario un 10 ó 15% adicional para conseguir la trabajabilidad del mismo. Esto da aproximadamente 17.5 a 20 litros por saco de cemento. Las relaciones agua-cemento en el concreto son mayores que este mínimo dado que en algunos casos se requiere de la trabajabilidad del mismo, según la forma de colocación.

5.3.1.2 AGREGADOS

En los concretos comunes los agregados ocupan aproximadamente del 70 al 75% del volumen de la masa endurecida, el resto es ocupado por el cemento, agua sin combinar y burbujas de aire. Se puede decir entonces que entre mejor puedan compactarse los agregados mejores son las resistencias mecánicas. También es importante que los agregados tengan buena resistencia, durabilidad, que sean sólidos, que su superficie esté libre de impurezas como barro y materia orgánica, que interfiera en la unión con el cemento. Estos agregados pueden clasificarse en finos y gruesos.

Los primeros llamados también arenas son los materiales que pasan por un tamiz con 4 hilos por pulgada lineal. Los materiales de mayor tamaño se clasifican como agregados gruesos o gravas. Estas a su vez pueden separarse en varios tamaños para obtener una granulometría favorable. El tamaño máximo de los agregados gruesos está determinado por los espacios en los encofrados de forma que queden completamente llenos y la armadura cubierta.

El peso específico del concreto varía desde 140 $\#/pie^3$ a 153 $\#/pie^3$, usando generalmente 150 $\#/pie^3$, correspondiendo este peso específico a los concretos compuestos con agregados de piedra natural.

Se pueden hacer concretos para diferentes necesidades, como los concretos ligeros que son usados para aislamiento, los concretos de resistencia moderada que se usan principalmente como material de relleno y los concretos estructurales. Además de estos existen otros, como el concreto pesado usado generalmente para la protección contra la radiación gamma y X en reactores nucleares e instalaciones similares.

5.3.1.3 DOSIFICACION Y MEZCLADO DEL CONCRETO

Los componentes del concreto se mezclan de tal forma que la mezcla resultante tenga una resistencia adecuada, que sea trabajable, de fácil colocación y el menor costo posible, lográndose con el uso de la menor cantidad posible de cemento debido a que es el más caro de los componentes, obteniendo las propiedades requeridas.

Existen varias formas de dosificar el concreto, usando la relación de volumen o peso de cemento a arena y a grava, por ejemplo: 1:2:3, indica una parte de cemento, 2 partes de arena y 3 partes de grava. En este método únicamente se definen los componentes sólidos, resultando insuficiente para definir las condiciones del producto final porque falta la especificación de la cantidad de agua a usar. Otro método es definir los componentes en función de su peso, por saco de cemento, en este caso si se incluye el peso del agua. Otra forma es expresar los componentes también por su peso pero referido a un metro cúbico. Estos últimos métodos son de difícil aplicación porque en nuestro medio no siempre encontramos agregados completamente secos, debido a que variaría su peso si se usaran húmedos. Por esta razón se usa corrientemente el primer método, haciendo pruebas para determinar la cantidad adecuada de agua. Una de estas pruebas es el ensayo de asentamiento o revenimiento de Kelly, que consiste en llenar un cono truncado de 30 cms de altura, inmediatamente después de llenado se levanta el cono y se puede decir que el concreto es manejable y de buena resistencia si este asentamiento de concreto estructural está entre 5 y 15 cms.

Como se dijo anteriormente es muy importante el control de la cantidad de agua ya que la resistencia se reduce entre más agua se usa.

Además de estos componentes principales, se usan frecuentemente aditivos especiales, para diversos fines, que pueden utilizarse por ejemplo: para mejorar la trabajabilidad, para acelerar o retardar el fraguado y endurecimiento, para ayudar el curado, para mejorar la durabilidad, para colorear el cemento o para darle

al concreto otras propiedades. Estos aditivos deben considerarse con cierta precaución ya que mientras algunos están plenamente comprobados, otros son de muy reciente fabricación y no se tiene experiencia de su uso.

La mezcla del concreto debe hacerse de manera que quede homogénea, esto se logra si se usan mezcladoras de tambor giratorio. En obras grandes puede utilizarse el concreto preparado que se dosifica en una planta estacionaria, transportándose después en camiones en cualquiera de las formas siguientes: a) mezclado completamente en planta y transportado en camión agitador, b) llenado en planta y mezclado en camino por el camión agitador, y c) llenado parcialmente en planta, y terminándose en el camión. Esta última se usa en aquellos casos en que la planta está muy distante de la construcción, ya que se estima que el máximo tiempo que debe permanecer el concreto en el agitador después de agregarle el agua es una hora y media, después de ese tiempo debe descargarse en la obra, es decir que después de agregarle el agua debe usarse lo más rápido posible.

5.3.1.4 TRANSPORTE EN OBRA, COLOCACION, COMPACTACION Y CURADO.

A) Transporte en obra

El transporte en obra del concreto utilizado en estructuras se realiza en carretillas de mano o bombiéndolo a través de tuberías de acero. El cuidado que debe tenerse al usar estos métodos es la segregación, ya que los agregados gruesos tienden a asentarse mientras los finos y el agua quedan en la parte superior, perdiéndose la homogeneidad de la mezcla.

B) Colocación y compactación

Este es el acto de su emplazamiento en los encofrados. Antes de la colocación del concreto deben limpiarse las armaduras, los encofrados deben estar limpios, sin residuos de concreto, bastante húmedos. La colocación y compactación tiene gran importancia en la calidad final del concreto. Una colocación adecuada debe evitar la segregación, el desplazamiento de los encofrados, o de la armadura dentro de ellos y el mal enlace entre capas sucesivas de concreto. Inmediatamente después de colocado el concreto, debe compactarse mediante herramientas de mano o vibradores. Cuando se usen vibradores se deberá tener cuidado de no mantener el vibrador en un solo lugar ya que esto hace que los agregados gruesos se asienten. La compactación evita el agrietamiento, asegura que se llenen completamente los encofrados y se cubran adecuadamente las armaduras.

C) Curado

El concreto fresco aumenta su resistencia más rápidamente en los primeros días, alcanzando aproximadamente el 70% de su resistencia en la primera semana y la resistencia de diseño a los 28 días. La resistencia final dependerá en gran medida de las condiciones de humedad y temperatura durante el periodo inicial, conociéndose la conservación de condiciones adecuadas en este periodo como curado. Un secado prematuro del concreto fresco puede reducir hasta en un 30% la resistencia del concreto, por lo que deberá mantenerse húmedo durante 7 días y en algunos casos hasta 14 días después de su colocación. El curado puede hacerse manteniendo húmedas las superficies visibles ya sea por riego o formando estanques, cubriendo con sacos húmedos u otros medios parecidos. En lugares muy cálidos con escasez de agua pueden usarse compuestos de sellado que eviten la evaporación rápida de la humedad contenida en el concreto. Un adecuado curado puede reducir la retracción y evitar que se produzcan grietas que posteriormente provoquen filtración.

5.3.1.5 ENSAYOS, CONTROL DE CALIDAD E INSPECCION

La calidad de los materiales producidos en fábricas, como las armaduras, esta garantizada por el fabricante, situación que no se da en el caso del concreto que es fabricado en obra o cerca de ella y su calidad final es afectada por los diversos factores descritos anteriormente, por lo que debe mantenerse un control sistemático de calidad en obra.

En el concreto deberá chequearse principalmente el esfuerzo de compresión haciendo ensayos en probetas cilíndricas de altura igual al doble de su diámetro siendo las más usadas 15 * 30 cm. Durante la colocación se llenan los moldes de acuerdo a la especificación ASTM C172 (método para tomar de muestras de concreto fresco) y ASTM C31 (métodos para la fabricación y curado de probetas de concreto en obra). Las probetas se mantienen en lugar húmedo durante 28 días y después se ensayan en el laboratorio a una velocidad de carga determinada. La resistencia obtenida se le llama resistencia o esfuerzo cilíndrico ($f'c$), siendo la principal propiedad especificada para fines de diseño.

Los resultados obtenidos serán diferentes para cada probeta, siendo satisfactoria la calidad del concreto: a) si ninguna de las resistencias es inferior en mas de 500 $\#/pulg^2$ del $f'c$ necesario y b) si la resistencia media de cualquier grupo de tres ensayos individuales es igual o superior al $f'c$ especificado.

Resulta comprensible que si se dosifica el concreto para un $f'c$ especificado, las pruebas darían resultados inferiores a este; razón por la cual las dosificaciones se hacen para que la calidad final del concreto sea superior al $f'c$.

Finalmente se puede asegurar, que una supervisión sistemática en estrecha correspondencia entre planos y especificaciones y la estructura terminada, serán determinantes para obtener las resistencias del proyecto. Las principales actividades que deben efectuarse en una eficiente supervisión son: toma de muestras, examen y ensayo en obra de los materiales; control de las dosificaciones del concreto y inspección del mezclado, transporte, colocación, compactación y curado, y la supervisión de la preparación. Además deben inspeccionarse las cimentaciones, encofrados, colocación de las armaduras, y otras características importantes para asegurar un resultado exitoso de la construcción. Se recomienda llevar anotaciones de la supervisión para elaborar informes periódicos.

5.3.1.6 RESISTENCIA Y DEFORMACION DEL CONCRETO EN COMPRESION

El comportamiento de una estructura bajo la carga depende en gran manera de la relación esfuerzo-deformación del material de que esta compuesta. Dado que el concreto es utilizado principalmente en compresión, haciendo ensayos en laboratorio se obtuvo la siguiente gráfica esfuerzo-deformación para diferentes concretos a compresión.

Como puede observarse todas las curvas mantienen cierta similitud en su comportamiento. Tienen en la primera parte un comportamiento elástico en donde los esfuerzos son directamente proporcionales a las deformaciones unitarias, hasta aproximadamente $f'c/2$, alcanzando su máxima resistencia a compresión para una deformación unitaria igual a 0.2% mostrando finalmente un descenso hasta llegar a la ruptura.

Las curvas permiten establecer que los concretos de menor resistencia son menos quebradizos que los de mayor resistencia. Se puede ver también que el módulo de elasticidad (E_c), representado por la pendiente de la curva, es mayor en cuanto mayor sea la resistencia. Este modulo puede calcularse usando la siguiente ecuación empírica obtenida por pruebas de concreto con peso específico (W) entre 90 y 155 $\#/pie^3$ siendo el peso específico para concreto normal igual a 145 $\#/pie^3$.

1.5

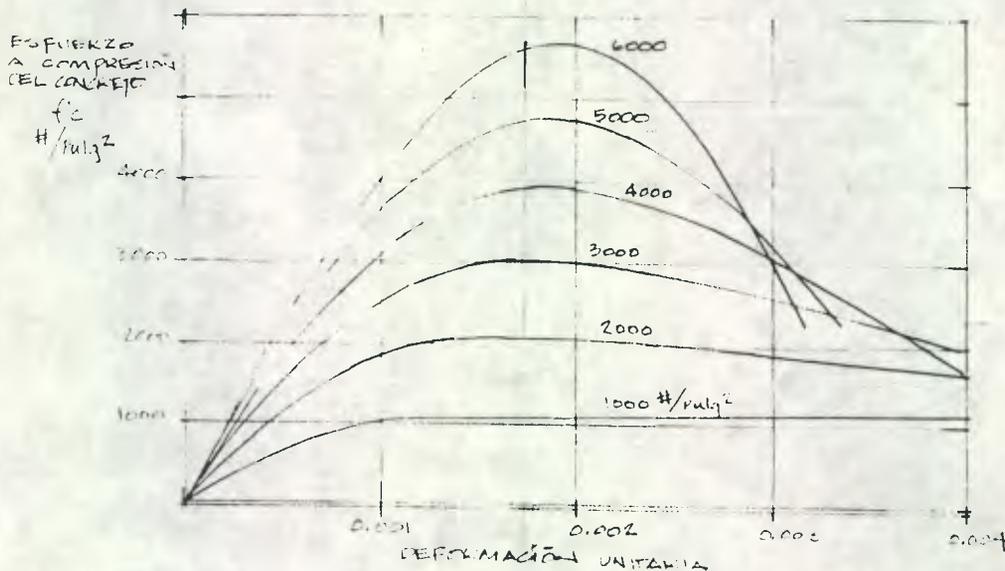
$$E_c = 33 * (W) * \sqrt{f'c}$$

$$\text{Si } W = 145 \text{ \#/pie}^3$$

$$E_c = 57,000 \sqrt{f'c}$$

donde:

$f'c$ = Esfuerzo cilíndrico a compresión del concreto en \#/pulg^2



CURVAS ESFUERZO DEFORMACION DEL CONCRETO

FIG. 2A

La resistencia a compresión del concreto es tomada a los 28 días aún cuando esta resistencia continua creciendo en el tiempo. Los concretos se fabrican en resistencias a compresión que varían desde 2500 \#/pulg^2 a 6000 \#/pulg^2 siendo los más usados los concretos de 3000 ó 4000 \#/pulg^2 .

En la curva esfuerzo deformación puede verse que en un determinado punto las deformaciones continúan, sin incrementar el esfuerzo, a este efecto se le llama fluencia, que se define como la propiedad que tienen muchos materiales de continuar deformándose durante tiempos muy prolongados bajo cargas o esfuerzos constantes. Los materiales al entrar en esta etapa no recuperan sus dimensiones originales aún cuando se quite la fuerza que los deformó. Los ensayos demuestran que para esfuerzos que no superen la mitad del esfuerzo cilíndrico de las deformaciones de fluencia, dichos esfuerzos son directamente proporcionados a las deformaciones es decir que se cumple con la ley de Hooke. Esta fluencia es mayor en concretos de menor resistencia que los de resistencia elevada. Esta cualidad se puede considerar como una ventaja como se verá posteriormente.

Además de la resistencia a compresión, el concreto tiene una cierta resistencia a tensión que se considera como en 10% de la resistencia a compresión. También en algunos casos esta sometido simultáneamente a otros esfuerzos como los de corte en vigas, este esfuerzo es muy difícil de determinar debido a las dificultades de someter una pieza de concreto a un corte puro, estimándose en un 35 a 80% del esfuerzo de compresión.

5.3.2 ACERO DE REFUERZO

Otro de los componentes del concreto reforzado es el refuerzo, conformado por barras de acero, que comparado con el concreto, se puede considerar de alta resistencia. Se caracteriza porque resiste igual los esfuerzos de compresión y de tensión estimados en 10 veces los esfuerzos de compresión del concreto y en 100 veces los de tensión, pero si se comparan en costos, el acero es un material muy costoso, de donde se tiene que una buena combinación resulta conveniente, colocando el acero en donde haya tensión y el concreto donde exista compresión, aunque en algunos casos se coloque acero a resistir compresión con la intención de reducir las secciones en los miembros estructurales.

Para lograr la eficiente combinación de ambos materiales es necesario que ambos se deformen de igual manera, siendo indispensable que exista una buena adherencia entre las barras de acero y el concreto que lo rodea. Esto se logra con la adherencia química que produce el concreto y las corrugaciones que tienen las barras. Debido a esta circunstancia es que el código ACI, que es el que proporciona las normas de construcción en concreto reforzado del Instituto Americano del Concreto, permite únicamente barras corrugadas en estructuras de concreto reforzado.

Pueden mencionarse otras características que permiten una buena combinación entre el acero y el concreto:

- A) Similares coeficientes de dilatación térmica.
 Concreto = 0.000012 y Acero = 0.000010

Esto hace que se dilaten igual evitando agrietamientos por este motivo.

- b) El acero no tiene ninguna resistencia a la corrosión, mientras que el concreto contiene sustancias químicas que le dan protección evitando que este se corroa, reduciendo los gastos de mantenimiento.

- c) El acero tiene muy baja resistencia al fuego por su elevada conductividad térmica reduciendo su resistencia notablemente a temperaturas elevadas, en cambio el concreto tiene una conductividad térmica relativamente baja, de manera que se reducen los daños ocasionados a las estructuras por la acción del fuego.

5.3.2.1 DIAMETROS DE LAS BARRAS CORRUGADAS

Las barras corrugadas usadas en miembros estructurales son barras redondas, que se fabrican desde $\frac{3}{8}$ hasta $1 \frac{3}{8}$ pulgadas de diámetro y otras especiales de gran diámetro de $1 \frac{3}{4}$ y $2 \frac{1}{4}$ pulgadas. Estos diámetros se expresan en números, indicado el número de octavos de dicho diámetro, numeradas desde 3 a 11 y 14 S y 18 S para las barras especiales, tal como se presenta en la siguiente tabla. La longitud de barras es de 20 y 30 pies. (Véase Tabla 11 en Anexo B)

5.3.2.2 ESFUERZOS DE CEDENCIA

Las barras corrugadas son producidas para diferentes esfuerzos de cedencia (f_y) tal como se muestra a continuación:

Grados y Esfuerzos

Grado	Esfuerzo de cedencia (K/pulg ²)
Estructural (bajo contenido de carbón)	33
Intermedio	40
Duro (alto contenido de carbón)	50 ó 60

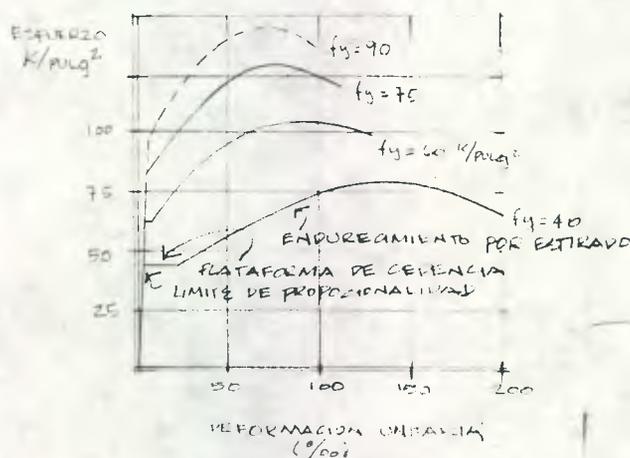
Además de estos grados estructurales están los usados en mallas soldadas que se componen de una serie de alambres de acero estirados en frío, longitudinales y transversales formando una retícula y soldados en los puntos de intersección. El tamaño y separación pueden ser los mismos en ambas direcciones o diferentes según las exigencias del proyecto.

También están los usados en estructuras pretensadas que se caracterizan por ser aceros de alta resistencia que pueden tener de 190 a 210 K/pulg² de esfuerzo de cedencia.

Las barras son identificadas por medio de marcas en alto relieve o pintadas que indican el grado estructural y el diámetro o número de la barra. En el mercado nacional se debe tener cuidado en su adquisición ya que no hay un control de calidad que garantice los grados estructurales y diámetros ofrecidos.

Es importante conocer como es el comportamiento del acero a la acción de las cargas. Para el caso de barras corrugadas se tiene que lo más importante es el esfuerzo de cedencia o fluencia (f_y) y su módulo de elasticidad (E_s). Este módulo de elasticidad en barras corrugadas es $E_s = 29,000,000$ K/pulg² para todos los grados estructurales siendo diferente para barras usadas en pretensado. También es importante la forma de la curva esfuerzo-deformación.

Gráfica Esfuerzo-deformación



CURVAS EFUERZO-DEFORMACIÓN
DEL ACERO

FIG. 25

La gráfica anterior (fig. 25) se realizó para varios aceros de barras corrugadas, como puede observarse la parte inicial de la curva es una recta que indica que en este tramo los esfuerzos son directamente proporcionales a las deformaciones, es decir que se cumple la ley de Hooke. (Propuesta por Robert Hooke en 1648).

En esta sección los materiales se comportan elásticamente porque si se quita la fuerza que los deformó, el acero recupera su longitud original. Después de la recta encontramos el límite de proporcionalidad que es el punto en que el acero deja de comportarse elásticamente y entra en cedencia, este es el esfuerzo de cedencia. A partir de este punto el acero empieza a ceder, aun cuando no se incrementa

el esfuerzo, llamada a esta zona plataforma de cedencia. Cuando el acero entra en esta zona se puede decir que ha fallado porque si se le quita la carga que lo ha deformado, el acero no recupera su longitud original, es decir que se queda deformado. Después de esta zona al incrementar el esfuerzo, se entra en la zona de endurecimiento por estrado hasta romperse.

Estas curvas son muy importantes, para dar fundamento a los métodos de diseño. Como puede observarse la parte recta de la curva es igual la pendiente para todos los aceros, por esta razón el módulo de elasticidad (E_s) es igual para todos ya que este viene dado por la pendiente. También puede observarse que la plataforma de cedencia es mayor en aceros de menor grado estructural. Esta circunstancia puede tomarse como una ventaja debido a que si una estructura fuera cargada de tal forma que el acero entrará en esta plataforma, las deformaciones serían mayores de manera que la estructura se agrietaría excesivamente, lo cual se tomaría como una señal de que la estructura falló, dando oportunidad a evacuar a los ocupantes.

antes de que la estructura colapse, situación que se reduciría con los aceros de mayor resistencia al tener una menor plataforma de cedencia. Esto se ampliará más adelante debido a su importancia.

5.3.2.3 MECANICA Y COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO REFORZADO

El propósito en el diseño de estructuras es determinar las dimensiones de la estructura de forma que pueda realizar la función para la que fue creada y que resista con seguridad las influencias naturales que actúan sobre ella a lo largo de su vida útil. Estas influencias son fundamentalmente las cargas y otras fuerzas a las que están sometidas y otros efectos como las fluctuaciones de temperatura, asentamientos de cimentaciones, etc.

Los principales aspectos que deben estudiarse en el comportamiento de una estructura son:

- a) Resistencia: es importante porque la magnitud de las cargas puede producir rotura en la estructura, y,
- b) Las Deformaciones: Las deformaciones excesivas pueden producir grietas que permitan la exposición del acero a la corrosión, también pueden producir vibraciones excesivas y que la estructura no preste la serviciabilidad adecuada.

El estudio de la mecánica del concreto reforzado se basa en las siguientes proposiciones fundamentales:

- Que las estructuras estén en reposo: esto se logrará cuando las fuerzas internas, momentos flectores, esfuerzos cortantes, esfuerzos flexionantes, estén en equilibrio con las fuerzas externas, lográndose que el cuerpo esté en reposo.
- Las deformaciones en el acero son iguales que las del concreto. Una barra de acero se deformará de igual manera que el concreto que lo rodea, evitando la formación de grietas. Esto se logra con la rugosidad de las barras que no permiten el deslizamiento en el concreto y por las sustancias adhesivas que contiene el cemento.
- Las secciones mantienen su forma bajo la acción de las cargas. Se ha comprobado que cuando se aplican cargas cercanas a producir roturas a un miembro de una estructura existen pequeñas deformaciones en la sección, que son tan pequeñas que sus efectos no tienen importancia.
- Debido a que el concreto resiste muy poco a tensión se dirá que las secciones están usualmente agrietadas en las áreas a tensión. Estas grietas son mínimas conociéndose como grietas capilares.
- La teoría se basa en las relaciones esfuerzo-deformación reales y en las propiedades resistentes de los dos materiales que la componen.

Estas hipótesis permiten predecir, por medio del cálculo el comportamiento de los miembros de concreto reforzado, aunque la realidad es que la combinación de dos materiales diferentes como el concreto y el acero resulta tan complejo que hasta ahora no ha sido posible su estudio por medio de un tratamiento puramente analítico, por lo que los métodos de diseño y comprobación se basan fundamentalmente en los resultados de una amplia y continuada investigación experimental, las cuales son modificados y mejorados a medida que se dispone de nuevos datos experimentales.

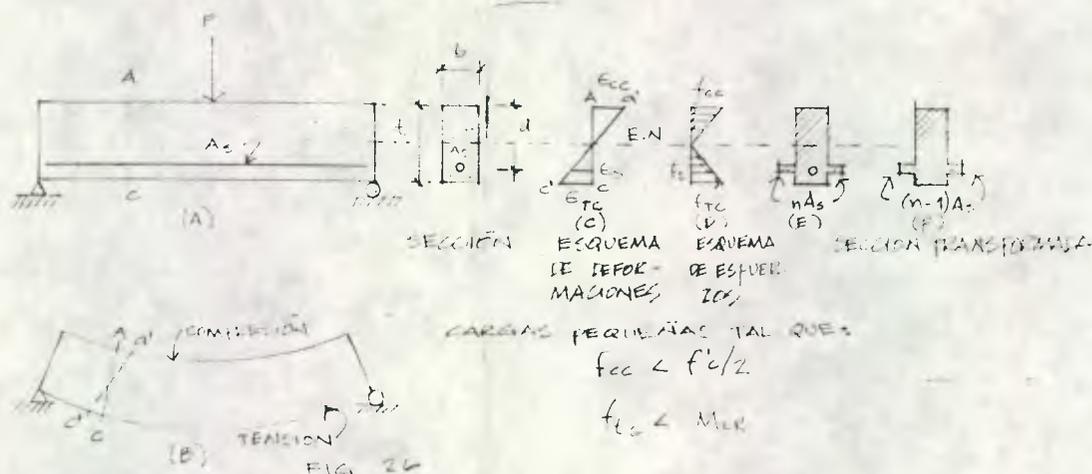
5.3.3 DISEÑO DE VIGAS

Las vigas de concreto son poco eficaces como elementos sometidos a flexión, debido a su bajo rendimiento a soportar esfuerzos de tensión, razón por la cual es necesario colocar barras de acero en donde existe la tensión y el concreto que resista los esfuerzos de compresión.

Si sometemos una viga simplemente soportada a cargas que vamos haciendo crecer gradualmente, nos daremos cuenta que existen varias etapas en el comportamiento de la viga.

A) Primer Caso: Sección no agrietada

Cuando se tienen cargas pequeñas de tal forma que los esfuerzos de tensión (f_{tc}) en el concreto son menores que el modulo de ruptura (M_{cr}) y el esfuerzo a compresión (f_{cc}) es menor que el esfuerzo $f'_c/2$, es decir que los esfuerzos son pequeños los materiales se comportan elásticamente.



Donde:

- b = ancho de viga
- t = peralte total de viga
- d = peralte efectivo (distancia de la fibra extrema a compresión al centroide de las barras a tensión)
- ϵ_{cc} = Deformación unitaria del concreto a compresión
- ϵ_{tc} = Deformación unitaria del concreto a tensión
- ϵ_s = Deformación unitaria del acero a tensión
- f_{cc} = Esfuerzo del concreto a compresión
- f_{tc} = Esfuerzo del concreto a tensión
- n = Relación modular del acero a concreto
- A_s = Area de acero

En los esquemas anteriores (fig. 26) se presenta la viga simplemente soportada con una carga puntual (figura A). Si en esta viga ubicáramos los puntos A y C tendríamos que al deformarse la viga el punto A se desplazaría al punto a' y el punto C al punto c' (figura B), con lo cual haríamos el esquema de deformaciones (figura C). En la parte superior está la deformación unitaria del concreto a compresión y la parte inferior la deformación unitaria del concreto a tensión y la

del acero a tensión. Como los materiales se comportan elásticamente el esquema de esfuerzos (figura D) es directamente proporcional a las deformaciones. Debido a esta circunstancia se puede hacer una sección transformada (figura E) que sea equivalente a la sección original constituida por acero y concreto. Esta sección transformada será solo de concreto sustituyendo el acero por dos áreas paralelas a las barras, es decir que agregamos n veces el acero, ($n \cdot A_s$) pero nos quedan vacíos los espacios ocupados por las barras, que al llenarlos estaríamos restando una vez el acero a las áreas agregadas anteriormente (fig. F) quedándonos $(n-1) \cdot A_s$ donde n es la razón entre el módulo de elasticidad del acero (E_s) y el módulo de elasticidad del concreto (E_c), ($n = E_s/E_c$).

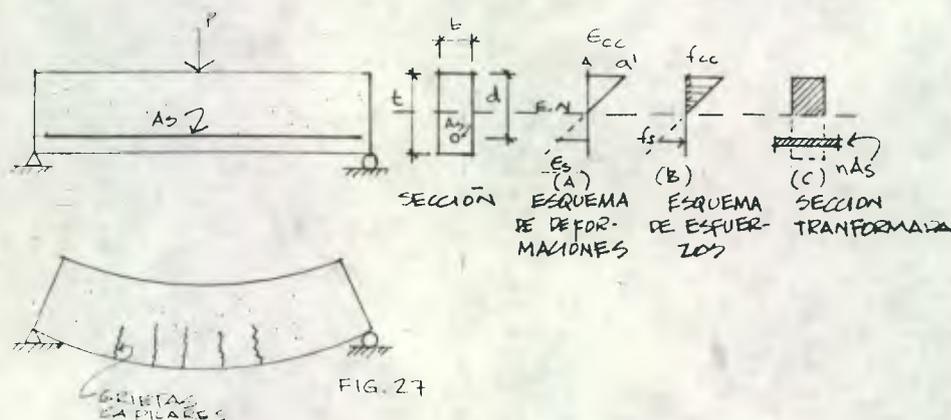
Como los materiales se comportan elásticamente y la sección transformada está constituida por un solo material se puede diseñar la viga usando el método de diseño elástico visto anteriormente al diseñar vigas de madera ($f = M \cdot C/I$). Como se vió el concreto puede soportar los esfuerzos de tensión ($f_{tc} < M_{cr}$), es decir que la sección no se ha fracturado, razón por la cual se le llama a este caso sección no agrietada.

Al diseñar la viga de esta manera tendríamos secciones muy grandes para cargas muy pequeñas, debido a que los esfuerzos de compresión son iguales a los esfuerzos de tensión, el concreto solo soporta una mínima cantidad en los esfuerzos de tensión, razón por la cual es necesario secciones grandes.

B) Segundo caso: Sección agrietada

En este caso se aumentan las cargas hasta que los esfuerzos de tensión son de tal magnitud ($f_{tc} > M_{cr}$) que aparecen grietas en las áreas a tensión, que se alargan hasta el eje neutro o cerca de él. Si la viga está bien diseñada, estas grietas serán grietas capilares tan pequeñas, que no presentan peligro a la viga, garantizando siempre la protección del acero. Es decir que $f_{cc} < f'_c/2$, $f_{tc} = M_{cr}$ y $f_s < f_y$.

A continuación se presentan los esquemas para este caso. (fig. 27)



Al hacer el esquema de las deformaciones (fig. A) encontramos que las áreas a compresión de la viga, se deforman igual que el primer caso. En las áreas a tensión el concreto está agrietado, por lo tanto no transmite tensión, siendo únicamente el acero el que transmite tensión.

El esquema de esfuerzos (fig. B) en la áreas a compresión es igual al primer caso porque la carga que se aplica es tan pequeña que el esfuerzo de compresión en el concreto (f_{cc}) es menor que $f'_c/2$ lo cual indica que el material continua comportándose elásticamente, así también el acero que está a tensión no ha alcanzado el esfuerzo de cedencia. Se puede entonces determinar la sección transformada (fig. C) en la que se tendrá en la parte superior la sección sometida a compresión y en la parte inferior, el área equivalente de concreto a tensión ($n \cdot A_s$).

Como los materiales se comportan aún elásticamente, el método a usar será el método de diseño elástico y tienen las mismas desventajas del caso anterior.

C) Tercer Caso: Esfuerzos últimos

Se incrementan las cargas de tal magnitud que el esfuerzo en el acero (f_s) es igual al esfuerzo de cedencia (f_y) y el esfuerzo a compresión en el concreto (f_{cc}) es mayor que $f'_c/2$ y menor que f'_c , es decir que los materiales están a punto de fallar. Como puede verse en este caso, los materiales tienen esfuerzos que se ubican fuera de las porciones elásticas con lo cual se tiene que los materiales ya no se comportan elásticamente.

La viga puede fallar fundamentalmente por dos causas:

- Por poner cantidades de refuerzo menor que la requerida por las cargas. En este caso el acero entra en fluencia y se empieza a deformar excesivamente y las grietas a tensión se ensanchan visiblemente y se propagan hacia arriba con una deformación apreciable de la viga.
- Cuando se ponen cantidades de acero mayor que el requerido por las cargas o cantidades adecuadas con esfuerzos mayores de manera que explote el concreto a compresión antes de que el acero entre en cedencia o fluencia. Aun no se conocen los criterios exactos para determinar el principio de este fenómeno pero se ha observado que las vigas rectangulares se rompen por compresión cuando la deformación unitaria del concreto (ϵ_{cc}) alcanza valores de aproximadamente 0.003 a 0.004 para concretos con f'_c de 5000 a 2000 $\#/pulg^2$. Esta rotura en el concreto es repentina, casi explosiva y se produce sin previo aviso.

Debido a que los materiales ya no se comportan elásticamente no se puede continuar aplicando el método de diseño elástico. El método que se aplicará será el método de diseño último que se empezó a usar a partir de 1963, siendo el único aceptado actualmente por el código ACI para el diseño de estructuras de concreto reforzado. Este método se caracteriza porque usa el esfuerzo de cedencia, es decir esfuerzos últimos y para garantizar la estructura se incrementan las cargas de forma tal que rara vez sean excedidas, esto debido a que se están usando los máximos esfuerzos. Estas cargas son incrementados por factores de carga, usando factores menores para cargas muertas (1.4) y factores altos para cargas vivas (1.7), esto se debe a que las cargas muertas son constantes en magnitud y ubicación y las vivas no lo son y tienen mayor incertidumbre en su acción.

Con este método se obtienen secciones más pequeñas a las cuales es necesario chequear las deflexiones. Al tener secciones menores se está obteniendo secciones mas económicas. A esto hay que agregar que con este método se puede saber la máxima carga que puede soportar la estructura.

A continuación se presentan los factores de carga que deben usarse así como las combinaciones que deben hacerse, de las cuales se tomará el mayor, para garantizar que la estructura soportará todas las cargas que se puedan presentar. Estos factores han sido determinados de forma tal que rara vez sean excedidos.

Factores de Carga

- $C_u = 1.4 C_m + 1.7 C_v$
- $C_u = 0.75 (1.4 C_m + 1.7 C_v \pm 1.7 W)$
- $C_u = 0.75 (1.4 C_m + 1.7 C_v) \pm 1.4 S$
- $C_u = 0.90 C_m \pm 1.3 W$
- $C_u = 0.90 C_m \pm 1.4 S$

En donde:

- C_u = Carga última
- C_m = Carga de trabajo muerta
- C_v = Carga de trabajo viva
- S = Carga de trabajo sismo
- W = Carga de trabajo viento

A continuación se presenta el esquema (fig. 28) para este caso:

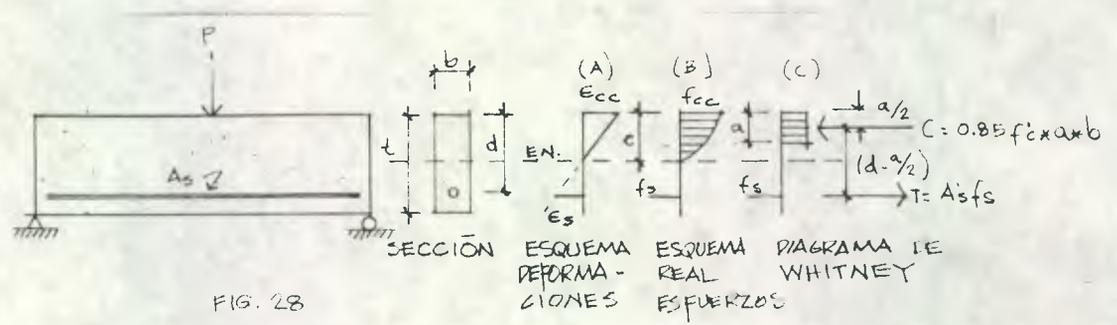


FIG. 28

dónde:

- f_s = Esfuerzo a tensión en el acero
- C = Fuerza de compresión del concreto
- T = Fuerza de tensión en el acero
- c = Distancia de la fibra extrema a compresión del concreto al eje neutro
- a = Ancho del bloque a compresión

En este caso la sección continúa siendo una sección agrietada en donde el esquema de deformación (fig. A) tiene en la parte superior la deformación a compresión del concreto y la parte inferior las deformaciones a tensión del acero. Como puede observarse el esquema de esfuerzos (fig. B) ya no es proporcional a las deformaciones. La curva que siguen los esfuerzos a compresión en el concreto no corresponde a ninguna de las conocidas (arco, parábola, elipse, etc), haciendo difícil el estudio, motivo por el cual C.S. Whitney encontró una sección equivalente (fig. C) con la cual se obtienen similares resultados y en honor a él se le ha llamado a este diagrama equivalente, diagrama de Whitney.

Si el diagrama de Whitney está en equilibrio podemos hacer una $\sum F_x = 0$

$$\begin{aligned}
 \sum F_x &= 0 \\
 T - C &= 0 \\
 T &= C \\
 A_s * f_s &= 0.85 * f'_c * a * b \quad (13)
 \end{aligned}$$

pero "a" se puede expresar en función de c. Se ha determinado por ensayos de laboratorio que se puede aplicar una constante β_1 que multiplicada por c nos da "a", es decir $a = \beta_1 * c$. Esta constante $\beta_1 = 0.85$ para concreto con $f'c = 4000 \text{ \#/pulg}^2$ y se decreta en 0.05 por cada 1000 \#/pulg^2 que se incremente a: 4000 \#/pulg^2 , así por ejemplo para $f'c = 5000 \text{ \#/pulg}^2$, $\beta_1 = 0.80$.

Sustituyendo a en la ecuación 13 tendremos:

$$0.85 * f'c * \beta_1 * c * b = A_s * f_s \quad (14)$$

Pero c puede determinarse por medio del esquema de deformaciones, por proporcionalidad de triángulos tenemos:

$$\omega = \theta \quad \text{y} \quad \theta = \frac{\epsilon_s}{d-c}$$

$$\omega = \frac{\epsilon_{cc}}{c}$$

$$\frac{\epsilon_{cc}}{c} = \frac{\epsilon_s}{d-c}$$

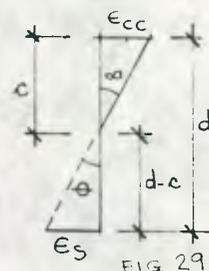
$$\epsilon_{cc}(d-c) = \epsilon_s * c$$

$$\epsilon_{cc} * d - \epsilon_{cc} * c = \epsilon_s * c$$

$$\epsilon_{cc} * d = \epsilon_s * c + \epsilon_{cc} * c$$

$$\epsilon_{cc} * d = c * (\epsilon_s + \epsilon_{cc})$$

$$c = \frac{\epsilon_{cc} * d}{\epsilon_s + \epsilon_{cc}} \quad \text{siendo c la distancia al eje neutro} \quad (15)$$



C1) Tipos de falla:

Como se describió anteriormente para este caso la viga puede fallar por dos razones fundamentales: por poner menor área de acero de la necesaria o poner más de la requerida. Estas fallas se pueden ordenar en las siguientes:

Falla Balanceada:

La falla balanceada se caracteriza porque los dos materiales, el concreto y el acero fallan exactamente al mismo tiempo es decir que f_s llega a f_y y f_{cc} llega a $f'c$. Esta tiene la característica que no presenta ninguna evidencia de falla hasta que la estructura se desploma, porque el concreto al fallar explota. Esta circunstancia la hace desventajosa motivo por el cual el código ACI no acepta este tipo de falla ya que lo que se pretende en el diseño de estructura, es dar seguridad a sus ocupantes y esta falla no da tiempo para evacuar a las personas, que hacen uso de la estructura.

Falla frágil o rotura en compresión

Esta falla se produce cuando se pone más área de acero que la balanceada de manera que se produce una falla en el concreto que está a compresión. Esta falla tiene la misma desventaja que la falla balanceada razón por la cual no la permite el código ACI en el diseño de estructuras.

Falla Dúctil

Se llama así, cuando se produce una falla en el acero que está a tensión como resultado de colocar menor acero que el balanceado. Esta falla se caracteriza porque, debido a las propiedades del acero, la estructura continuará deformándose, sin incrementar la carga, de tal forma que las grietas que se forman en el concreto son tan grandes que se pueden ver las barras de acero. Esta deformación

creciente se estabiliza en un determinado momento, sin que la estructura colapse, lo cual da tiempo para evacuar a los ocupantes, salvando así las vidas humanas, que es lo que se pretende al hacer un buen diseño. Cuando estas deformaciones se han producido se puede decir que la estructura ya falló, porque aún cuando se quite la carga que lo deformó, la estructura no recuperará su forma original.

Esta ventaja hace que el código ACI acepte únicamente esta falla en el diseño de estructuras de concreto reforzado.

A continuación se estudiarán más en detalle estas fallas.

5.3.3.1 FALLA BALANCEADA:

Se presenta cuando los dos materiales fallan al mismo tiempo. En el caso del concreto a compresión, como se dijo anteriormente, la falla se produce cuando la deformación unitaria (ϵ_{cc}) ha alcanzado entre 0.003 y 0.004, el código conservadoramente recomienda usar $\epsilon_{cc} = 0.003$. En el acero a tensión la falla se produce cuando el esfuerzo en el acero (f_s) es igual al esfuerzo de cedencia (f_y).

Anteriormente habíamos determinado la distancia de la fibra extrema a compresión y el eje neutro (c). A continuación se encontrará esta distancia cuando hay falla balanceada (cb), sustituyendo en la ecuación 15.

$$c = \frac{\epsilon_{cc} * d}{\epsilon_{cc} + \epsilon_s}$$

Si $\epsilon_{cc} = 0.003$ y la deformación unitaria para cualquier material es el esfuerzo dividido entre el módulo de elasticidad, para nuestro caso, el esfuerzo del acero es el esfuerzo de cedencia (f_y) y el módulo de elasticidad es el del acero (E_s).

$\epsilon_s = \frac{f_y}{E_s}$ sustituyendo en la ecuación 15, tenemos:

$$cb = \frac{\epsilon_{cc} * d}{\epsilon_{cc} + f_y / E_s} = \frac{\epsilon_{cc} * d}{(\epsilon_{cc} * E_s + f_y) / E_s} = \frac{\epsilon_{cc} * d * E_s}{\epsilon_{cc} * E_s + f_y}$$

Si $\epsilon_{cc} = 0.003$ y $E_s = 29,000,000 \text{ \#/pulg}^2$

$$cb = \frac{0.003 * 29,000,000 * d}{0.003 * 29,000,000 + f_y}$$

$$cb = \frac{87,000 \text{ \#/pulg}^2 * d}{87,000 \text{ \#/pulg}^2 + f_y} \quad \text{donde: } d = \text{pulg} \\ f_y = \text{\#/pulg}^2$$

Esta ecuación se puede expresar en K/pulg^2 debido a que frecuentemente los esfuerzos en los materiales son expresados en estas dimensionales por facilidad, tenemos entonces:

$$cb = \frac{87 * d}{87 + f_y} \quad (16) \\ \text{donde: } d = \text{pulg} \\ f_y = K/\text{pulg}^2$$

Sustituyendo cb en la ecuación 14 tenemos:

$$0.85 * f'_c * B_1 * c * b = A_s * f_s \quad \text{si } c = cb \text{ y } f_s = f_y$$

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * B_1 * cb * b$$

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * \beta_1 * \frac{(87 * d)}{(87 + f_y)} * b$$

Despejando A_s tenemos:

$$A_s = \frac{0.85 * f'_c * \beta_1 * (87 * d)}{f_y} * b$$

Si se dividen ambos miembros de la ecuación entre $b * d$ no se alterará el resultado de la misma.

$$A_s = \frac{0.85 * f'_c * \beta_1 * (87 * d)}{f_y} * b \quad / \quad b * d$$

$$\frac{A_s}{b * d} = \frac{0.85 * f'_c * \beta_1 * (87 * d)}{f_y} * \frac{b}{(87 + f_y) * (b * d)}$$

$$\frac{A_s}{b * d} = \frac{0.85 * \beta_1 * f'_c}{f_y} * \frac{(87)}{(87 + f_y)}$$

Analizando la parte izquierda de la ecuación se puede ver que es la relación que hay entre el área de acero (A_s) y la sección de concreto en la viga ($b * d$) lo cual se puede expresar como un porcentaje (P) donde:

$$P = \frac{A_s}{b * d} \quad (17)$$

Como en este caso se está trabajando con falla balanceada se le llamará porcentaje balanceado (P_b) y sustituyendo tendremos:

$$P_b = \frac{0.85 * \beta_1 * f'_c}{f_y} * \frac{(87)}{(87 + f_y)} \quad (18)$$

donde:

f'_c = Esfuerzo cilíndrico a compresión del concreto (K/pulg²)

f_y = Esfuerzo de cedencia del acero (K/pulg²)

Se puede decir que la viga tendrá una falla balanceada, es decir que los dos materiales fallarán al mismo tiempo, cuando el porcentaje de acero (P) sea igual al porcentaje balanceado (P_b).

5.3.3.2 FALLA DUCTIL

La falla dúctil se presenta cuando en la viga falla primero el acero que está a tensión. Esta falla se presenta cuando el esfuerzo del acero (f_s) es igual al esfuerzo de cedencia (f_y) y para garantizar que fallará primero el acero, el código ACI especifica que el porcentaje máximo de acero ($P_{máx}$) debe ser igual o menor que el 75% del porcentaje balanceado (P_b), es decir $P_{máx} \leq 0.75 P_b$. (Véase página 75 para vigas sometidas a fuerzas sísmicas)

En la falla dúctil, la viga sigue teniendo una sección agrietada o fracturada y la mecánica estructural es igual a la falla anterior.

En el diagrama de Whitney (fig. C) se puede determinar el momento último (M_u) que puede soportar la viga, a partir del momento resistente ($M'u$), si sabemos que momento es igual a fuerza por brazo tendremos:

$$M'u = \text{Fuerza} * \text{Brazo} \quad \text{si fuerza} = A_s * f_y \quad \text{y} \quad \text{Brazo} = d - a/2$$

$$M'u = A_s * f_y * (d - a/2)$$

Siendo $M'u$ el momento último resistente, pero según previsiones de seguridad, el código ACI especifica que esta capacidad resistente de la viga debe estar afectada por "Factores de Reducción de Capacidad" (ϕ) debido a imperfecciones en los materiales, mano de obra y variaciones en la supervisión y control de calidad en la construcción de la obra.

Estos factores deben ser:

1. Para elementos sometidos a flexión: $\phi = 0.90$
2. Para elementos sometidos a tensión diagonal adherencia y anclaje: $\phi = 0.85$
3. Columnas con estribos y carga axial: $\phi = 0.70$
4. Columnas con espiral: $\phi = 0.75$

Como puede observarse para elementos sometidos a flexión, que es el caso de la vigas, el factor de reducción de capacidad es 0.90, esto indica que la capacidad real de la viga debe reducirse en un 10%, siendo entonces el momento de diseño (M_u) de la viga igual a:

$$M_u = \phi M'u$$

Sustituyendo $M'u$ tenemos:

$$M_u = \phi A_s * f_y * (d - a/2) \quad (19)$$

Siendo éste el momento último de la viga, pero "a" se puede despejar de la ecuación 13 sabiendo que $f_s = f_y$

$$A_s * f_s = 0.85 * f'c * a * b$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'c * b}$$

Sustituyendo "a" en la ecuación 19 tenemos:

$$M_u = \phi A_s * f_y * \left(d - \frac{A_s * f_y}{(0.85 * f'c * b)} \right) / 2$$

Operando tenemos:

$$M_u = \phi A_s * f_y * \left(d - \frac{A_s * f_y}{(1.7 * f'c * b)} \right) \quad (20)$$

Este es el momento último que puede soportar la viga, cuando se conoce el área de acero (A_s), la sección ($b*d$) y los esfuerzos en los materiales. A partir de esta ecuación se puede despejar A_s :

$$M_u = \phi A_s * f_y * \left(d - \frac{A_s * f_y}{(1.7 * f'c * b)} \right)$$

$$M_u = \phi A_s * f_y * d - \phi A_s * f_y * \frac{A_s * f_y}{1.7 * f'c * b}$$

$$\mu = \phi f_y d A_s - \frac{\phi f_y^2 A_s^2}{1.7 f' c b}$$

Ordenando:

$$\frac{\phi f_y^2}{1.7 f' c b} A_s^2 - \phi f_y d A_s + \mu = 0 \quad (21)$$

A partir de esta ecuación se podrá encontrar el área de acero cuando se conocen los esfuerzos en los materiales $f'c$ y f_y en K/pulg², la sección de la viga b, d en pulg y el momento último en K*pulg, la cual se puede resolver si llamamos:

$$A = \frac{\phi f_y^2}{1.7 f' c b}, \quad B = \phi f_y d, \quad C = \mu \quad \text{y} \quad x = A_s$$

Tenemos:

$$Ax^2 - Bx + C = 0$$

Como puede observarse esta ecuación corresponde a una ecuación cuadrática la cual se resuelve de la siguiente manera:

$$x = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

Existen otros casos en los cuales se tiene el momento último y los esfuerzos de los materiales $f_y, f'c$ y se pretende encontrar la sección de la viga ($b*d$) y el área e acero (A_s). Tomando las ecuaciones 17 y 20.

$$P = \frac{A_s}{b*d} \quad \text{despejando: } A_s = P*b*d$$

$$\mu = \phi A_s f_y \left(d - \left(\frac{A_s f_y}{1.7 f' c b} \right) \right)$$

Sustituyendo A_s en la ecuación 20:

$$\mu = \phi (P*b*d) f_y \left(d - \left(\frac{(P*b*d) f_y}{1.7 f' c b} \right) \right)$$

$$\mu = \phi P*b*d*f_y*d - \phi P*b*d*f_y* \frac{P*b*d*f_y}{1.7 f' c b}$$

$$\mu = \phi P*b*f_y*d^2 - \phi \frac{P^2*b*d^2*f_y^2}{1.7 f' c}$$

Sacando factor común $b*d^2$

$$\mu = b*d^2 * (\phi P f_y - \frac{\phi P^2 f_y^2}{1.7 f' c})$$

Factorizando $\phi P f_y$:

$$\mu = b*d^2 * (\phi P f_y * (1 - \frac{P f_y}{1.7 f' c}))$$

Despejando Mu tenemos:

$$b*d^2 = \frac{Mu}{\phi * P * f_y * \left(1 - \frac{P * f_y}{1.7 * f'_c}\right)} \quad (22)$$

Con esta ecuación podremos encontrar la sección de la viga, conociendo el momento último en K*pulg (Mu), los esfuerzos de los materiales en K/pulg² (fy, f'c) y el porcentaje de acero (P).

En este caso se tendrá una gran cantidad de soluciones dependiendo del porcentaje de acero que se tome. El código ACI especifica que para tener una falla dúctil el porcentaje de acero debe ser menor o igual que el porcentaje máximo ($P \leq P_{\max}$) y mayor o igual que el porcentaje mínimo ($P \geq P_{\min}$) siendo :

$$P_{\max} = 0.75 * P_b$$

$$P_{\min} = 200 / f_y$$

El porcentaje mínimo de acero se determinó por ensayos de laboratorio razón por la cual el esfuerzo de cedencia (fy) debe introducirse en #/pulg².

Se puede decir que se tendrá una falla dúctil tomando cualquier porcentaje que este entre el porcentaje máximo (P_{máx}) y el porcentaje mínimo (P_{mín}). Para escoger el porcentaje adecuado, veamos la características de cada uno: Al usar el porcentaje máximo encontramos que se estará colocando una gran cantidad de acero en una sección pequeña de concreto y al usar el porcentaje mínimo se estará colocando una mínima cantidad de área de acero en una gran sección de concreto.

Las dos situaciones tienen sus ventajas: Cuando se usa P_{mín} tenemos secciones menores de acero y debido a que entre el concreto y el acero, es el concreto el de menor costo, diríamos que esta es la más económica, pero no siempre se puede usar debido al gran tamaño de la sección. Cuando se usa P_{máx} las secciones son pequeñas y podrán resultar muy útiles cuando en nuestro proyecto existan limitaciones a usar secciones más grandes, pero tiene la desventaja que la sección de la viga es muy pequeña y por lo tanto una sección muy esbelta con gran tendencia a deflectarse, además puede existir problema en la colocación del refuerzo, situación que no se produce cuando se usa P_{mín}.

Para evitar el largo proceso de chequear las deflexiones el código ACI proporciona un porcentaje que garantiza que la viga no se deflectará más de lo permisible. Este porcentaje para no chequear deflexiones (P_{def}) es el siguiente:

$$P_{def} = 0.18 * f'_c / f_y \quad (22a)$$

donde f'c y fy son los esfuerzos de los materiales.

Con este porcentaje se obtendrá una sección intermedia entre el porcentaje máximo y mínimo, siendo el adecuado en el diseño de vigas, en las cuales se conoce el momento último y el esfuerzo en los materiales. (Véase ejemplo No.1 en Anexo A)

Las vigas estudiadas anteriormente, son vigas que tienen una falla dúctil en la que el P_{máx} es igual 0.75 * P_b. Pueden darse casos en los cuales el porcentaje de la viga (P) sea mayor que el porcentaje máximo (P_{máx}) y se presenta entonces una falla frágil, en la que el concreto falla primero. Como esta es una falla que no permite el código ACI, quedarían dos opciones: a) aumentar sección, y b) Poner barras de acero a compresión.

La primera opción tiene la desventaja que al aumentar la sección será necesario hacer todo el análisis estructural, debido a que el proceso se inicia con la estimación de sección y después se hace el análisis estructural, como se verá posteriormente.

Para evitar repetir todo el análisis se puede optar por la segunda solución es decir poner barras a compresión para evitar que falle el concreto primero. Estas vigas que tienen refuerzo trabajando a compresión se llaman vigas doblemente reforzadas.

5.3.3.3 VIGA CON REFUERZO A COMPRESION O VIGA DOBLEMENTE REFORZADA.

En este caso se ha incrementado tanto la carga que el concreto no es capaz por si solo de soportar los esfuerzos de compresión, siendo necesario poner refuerzo en las áreas a compresión además de la colocada en las áreas a tensión. En este caso la sección esta agrietada en sus áreas a tensión correspondiendo a una sección facturada. A continuación se presentan los diagramas para esta viga:

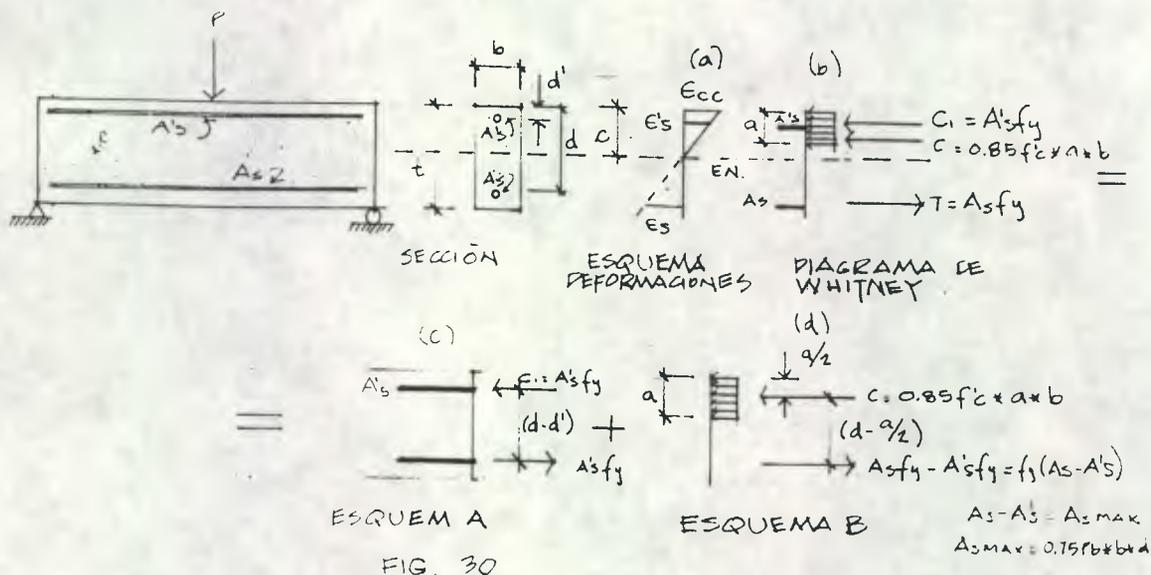


FIG. 30

Donde:

- A'_s = Área de acero a compresión
- d' = Distancia de la fibra extrema a compresión al centroide de las barras a compresión
- E_s = Deformación unitaria del acero a compresión
- C_1 = Fuerza a compresión del acero
- C = Fuerza a compresión del concreto
- T = Fuerza a tensión del acero

Los diagramas son parecidos a los de la viga simplemente reforzada, con la variante, que ahora hay acero a compresión (fig. 30). En el esquema de las deformaciones (fig. A) se tiene además del concreto a compresión la deformación

del acero a compresión deformandose ambos de igual manera y en el diagrama de Whitney (fig. B) la presencia del esfuerzo en el acero a compresión. Para trabajar en mejor forma descompondremos este diagrama en dos:

a) En un esquema A (fig. C) en el que tendremos la fuerza de compresión del acero y para que esté en equilibrio tomaremos un área de acero a tensión igual al acero a compresión, con la cual tendremos una fuerza de tensión igual a la de compresión. En este esquema no hay concreto.

b) En un esquema B (fig. D) en el cual tendremos un esquema exactamente igual al de la viga simplemente reforzada ya que solo hay acero a tensión, siendo esta la mayor área de acero ($A_s \text{ max}$) que corresponde a un porcentaje máximo ($P_{\text{máx}}$). Esta área de acero máxima ($A_s \text{ max}$) será el área de acero a tensión (A_s) menos el área de acero que colocamos en el esquema A a tensión ($A's$), es decir $A_s \text{ max} = A_s - A's$.

Al sumar estos dos esquemas tendremos el mismo resultado del diagrama de Whitney (fig. b) y siendo el momento de diseño (M_u) la suma del momento último en el esquema A (M_{ua}), mas el momento último en el esquema B (M_{ub}), es decir:

$$M_u = M_{ua} + M_{ub}$$

donde el momento último en A (M_{ua}) es:

$$M_{ua} = \phi * M'_{ua} \quad (23)$$

y el momento último resistente en el esquema (M'_{ua}) es:

$$M'_{ua} = \text{fuerza} * \text{Brazo}$$

donde:

$$\begin{aligned} \text{Fuerza} &= A's * f_y \\ \text{Brazo} &= (d - d') \end{aligned}$$

entonces:

$$M'_{ua} = A's * f_y * (d - d')$$

y sustituyendo en la ecuación 23 encontramos el momento último en esquema A:

$$M_{ua} = \phi * A's * f_y * (d - d') \quad (24)$$

El momento último en el esquema B (M_{ub}) es:

$$M_{ub} = \phi * M'_{ub} \quad (25)$$

y el momento último resistente en el esquema B (M'_{ub}) es:

$$M'_{ub} = \text{fuerza} * \text{brazo}$$

donde:

$$\begin{aligned} \text{fuerza} &= (A_s - A's) * f_y \\ \text{brazo} &= (d - a/2) \end{aligned}$$

Sustituyendo en tenemos:

$$M'_{ub} = (A_s - A's) * f_y * (d - a/2)$$



Sustituyendo M_u^b en la ecuación 25 se encuentra el momento último en el esquema B:

$$M_u^b = \phi * (A_s - A'_s) * f_y * (d - a/2) \quad (26)$$

Con lo cual se tiene que el momento de diseño (M_u) es:

$$M_u = M_u^a + M_u^b = \phi * A'_s * f_y * (d - d') + \phi * (A_s - A'_s) * f_y * (d - a/2)$$

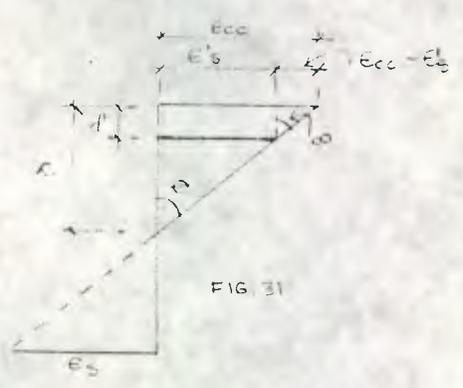
Pero "a" se puede determinar haciendo una $\Sigma f_x = 0$ en el esquema B, debido a que el sistema está en equilibrio.

$$\begin{aligned} \Sigma F_x &= 0 \\ C &= T \\ (A_s - A'_s) * f_y &= 0.85 * f'_c * a * b \end{aligned} \quad (27)$$

despejando "a":

$$a = \frac{(A_s - A'_s) * f_y}{0.85 * f'_c * b} \quad (28)$$

En el esquema de deformaciones se puede determinar la distancia al eje neutro (c).



$$\begin{aligned} \omega &= \theta \\ \omega &= \frac{\epsilon_{cc} - \epsilon'_s}{d'} \\ \theta &= \frac{\epsilon_{cc}}{c} \\ \frac{\epsilon_{cc} - \epsilon'_s}{d'} &= \frac{\epsilon_{cc}}{c} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c * (\epsilon_{cc} - \epsilon'_s) &= \epsilon_{cc} * d' \\ c &= \frac{\epsilon_{cc} * d'}{\epsilon_{cc} - \epsilon'_s} \end{aligned} \quad (29)$$

Y para el caso cuando se produce la falla balanceada o sea cuando el esfuerzo en el acero (f_s) es igual al esfuerzo de cedencia, y la deformación unitaria del concreto (ϵ_{cc}) es igual a 0.003, determinar c_b .

$$\text{Si } \epsilon'_s = \frac{f_s}{E_s} \quad \text{y} \quad f_s = f_y$$

tenemos:

$$\epsilon'_s = \frac{f_y}{E_s}$$

Sustituyendo ϵ'_s en la ecuación 29 tenemos:

$$c_b = \frac{\epsilon_{cc} * d'}{\epsilon_{cc} - \frac{f_y}{E_s}}$$

$$c_b = \frac{\epsilon_{cc} * d'}{\frac{\epsilon_{cc} * E_s - f_y}{E_s}}$$

$$c_b = \frac{\epsilon_{cc} * d' * E_s}{\epsilon_{cc} * E_s - f_y}$$

Sustituyendo el modulo de elasticidad (Es)

$$c_b = \frac{0.003 * 29,000,000 \text{ \#/pulg}^2 * d'}{(0.003 * 29,000,000 \text{ \#/pulg}^2) - f_y}$$

$$c_b = \frac{87,000 * d'}{87,000 - f_y} \quad \text{donde } f_y = \text{\#/pulg}^2$$

Siendo esta la distancia al eje neutro cuando ocurre una falla dúctil en el acero a compresión. También se puede expresar de manera mas simple para utilizar f_y en K/pulg^2 :

$$c_b = \frac{87 * d'}{87 - f_y} \quad \text{donde } f_y = K/\text{pulg}^2$$

Del esquema B teniamos la ecuación 27:

$$0.85 * f'c * a * b = (A_s - A's) * f_y$$

Operando tenemos:

$$0.85 * f'c * a * b = A_s * f_y - A's * f_y$$

Si se dividen ambos miembros de la ecuación sobre $b * d$, no alteraremos el resultado:

$$0.85 * f'c * a * b = A_s * f_y - A's * f_y \quad /b * d$$

$$\frac{0.85 * f'c * a * b}{b * d} = \frac{A_s * f_y}{b * d} - \frac{A's * f_y}{b * d}$$

Si $P = A_s / b * d$ y le llamamos P' al porcentaje de acero a compresión tenemos:

$$P' = \frac{A's}{b * d}$$

sustituyendo nos queda:

$$\frac{0.85 * f'c * a}{d} = P * f_y - P' * f_y$$

$$\frac{0.85 * f'c * a}{d} = (P - P') * f_y$$

despejado $P - P'$

$$P - P' = \frac{0.85 * f'c * a}{f_y * d}$$

pero se dijo que: $a = \beta_1 * c$

sustituyendo a:

$$P - P' = \frac{0.85 * f'c * \beta_1 * c}{f_y * d}$$

Como se está trabajando para una falla balanceada entonces $c = c_b$, se puede sustituir en la ecuación anterior:

$$P-P' = \frac{0.85f'_c \times B1 \times (87 \times d')}{f_y \times d} \quad (87-f_y)$$

ordenando nos queda:

$$P-P' \geq \frac{0.85 \times B1 \times f'_c \times d' \times (87-f_y)}{f_y \times d} \quad (30)$$

Cuando $P-P'$ sea mayor garantizamos que el acero a compresión trabaje a f_y , donde f_y , f'_c en K/pulg² y d' y d en pulgadas, y tendremos que hay falla dúctil en el acero a compresión, y el acero a tensión trabajará a f_y cuando $(P-P') \leq P_{\text{máx}}$.

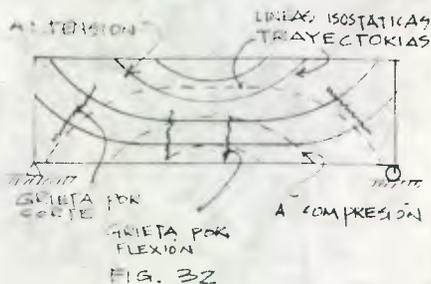
5.3.3.4 ESFUERZO CORTANTE Y TENSION DIAGONAL

Las vigas de concreto reforzado, además de los esfuerzos flexionantes deben resistir los esfuerzos cortantes que se presentan como resultado de la acción de fuerzas cortantes.

Como se vio anteriormente los esfuerzos cortantes son máximos en el eje neutro y nulos en las fibra extrema tomándose un valor medio igual a: $v = \frac{V}{b \times d}$ donde:

- v = esfuerzo cortante
- V = fuerza cortante
- d = peralte efectivo de la viga
- b = ancho de la viga

Las fuerzas cortantes vienen dadas por los diagramas de fuerzas cortantes, los cuales en la mayoría de los casos presentan la máxima fuerza cortante en los apoyos, tal como lo demuestra la trayectoria de tensiones (fig. 32) en una viga rectangular que resultan de someterla a determinadas cargas, que produzcan grietas cercanas a los apoyos.



Estas grietas diagonales se producen, cuando en la proximidad de la fibra neutra el esfuerzo de tensión del concreto sea igual al esfuerzo de tensión diagonal en la viga dado por $v = V/(b \times d)$. El primero, según una gran cantidad de ensayos en vigas rectangulares se obtuvieron valores entre $1.9 \times f'_c$ a $3 \times f'_c$. Los valores menores para concretos de menor resistencia y los mayores para concretos de mayor resistencia.

El código ACI conservadoramente recomienda usar $2 \times \phi \times f'_c$ como esfuerzo de ruptura del concreto (v_c) donde f'_c es el esfuerzo de compresión del concreto en #/Pulg². A partir de este esfuerzo de trabajo se puede determinar el esfuerzo último a corte del concreto (v_c) igual a $2 \times \phi \times f'_c$, es decir: $v_c = 2 \times \phi \times f'_c$ donde ϕ es el factor de reducción de capacidad, que en miembros sometidos a corte es igual a 0.85.

Cuando los esfuerzos cortantes de la viga son mayores que el esfuerzo cortante en el concreto, será necesario colocar refuerzo para evitar que se produzca la grieta diagonal. El refuerzo para resistir esfuerzos cortantes en vigas se le llama estribos.

A) Posición de los estribos

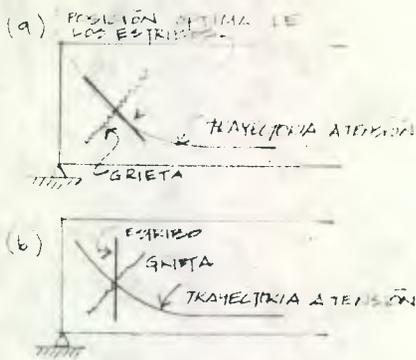


FIG. 33

La posición óptima de los estribos será aquella en la cual, atraviesen la grieta en forma perpendicular, con lo cual se tendrán estribos inclinados, como se ve claramente en los apoyos en la figura No. 33a.

Esta posición a pesar de ser la óptima tiene el inconveniente de su difícil armado así como su cálculo. Esto ha motivado la aceptación de estribos verticales (fig b) que no siendo los más eficientes, son de fácil armado y diseño.

B) Forma de los Estribos

Los estribos se pueden construir de varias formas, y deberá escogerse la más adecuada para la viga que se diseñe. Su eficiencia viene dada por la cantidad de veces que la barra del estribo pase por la grieta diagonal.

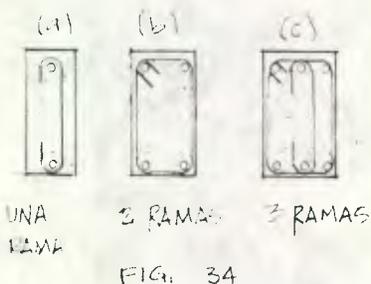


FIG. 34

Cada vez que el la barra del estribo pase por la grieta diagonal se le llamará rama, así por ejemplo el de la figura 34a será estribo de una rama y el área según el número de ramas (A_v) será igual a una vez el área de la barra. Por ejemplo si se usa barra numero 3 cuya área es 0.11 pulg² se tendrá: $A_v = 1 * 0.11$, $A_v = 0.11$ pulg² para el caso de la figura 34b: $A_v = 2 * 0.11 = 0.22$ pulg² etc.

Las barras aceptadas por el ACI para estribos son barras corrugadas No. 3 ó 4, las que se pueden escoger según la viga que se esté diseñando.

C) Vigas con estribos verticales:

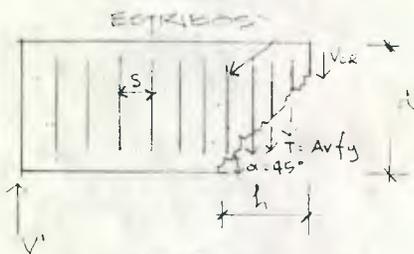


FIG. 35

Haciendo una sección cercana a los apoyos, tenemos que la grieta se produce a 45 grados la cual es atravesada por los estribos con una separación S, que ejercen una fuerza de tensión $T = A_v * f_y$ y el concreto ejerce una fuerza cortante V_{cr} . Como carga externa se presenta la reacción en el apoyo (V')

Como el sistema está en equilibrio al hacer una $\sum F_y = 0$ nos queda:

$$V' = V_{cr} + \sum T \quad \text{Si } T = A_v * f_y$$

entonces:

$$V' = V_{cr} + \sum (A_v * f_y)$$

pero la sumatoria es el número (n) de estribos:

$$V' = V_{cr} + n * A_v * f_y$$

si la fuerza cortante última es: $V_u = \phi V'$

$$V_u = \phi(V_{cr} + nA_v f_y)$$

$$V_u = \phi V_{cr} + \phi n A_v f_y$$

si la grieta es a 45 grados se puede decir que $n = h/S$ pero el código por facilidad de diseño permite usar $h = d$, de donde $n = d/S$. Sustituyendo tenemos:

$$V_u = \phi V_{cr} + \phi \frac{d}{S} A_v f_y$$

dividiendo ambos miembros de la ecuación entre $b*d$ no se alterará el resultado:

$$\frac{V_u}{b*d} = \frac{\phi V_{cr}}{b*d} + \frac{\phi d A_v f_y}{S*b*d}$$

Si llamamos esfuerzo último cortante de la viga v_u y esfuerzo cortante en el concreto v_c tenemos:

$$v_u = \frac{V_u}{b*d} \quad \text{y} \quad v_c = \frac{\phi V_{cr}}{b*d}, \quad \text{sustituyendo:}$$

$$v_u = v_c + \frac{\phi A_v f_y}{S*b} \quad (30a)$$

Siendo este el esfuerzo último a corte que puede soportar la viga, donde:

v_u = Esfuerzo último a corte de la viga
(#/pulg²)

v_c = Esfuerzo último a corte del concreto ($2\phi f'_c$)
(#/pulg²)

A_v = Área del estribo por el número de ramas (pulg²)

f_y = Esfuerzo de cedencia del acero en
(#/pulg²)

S = Separación de estribos (pulg)

b = Ancho de viga (pulg)

A partir de la ecuación anterior se puede despejar la separación de estribos (S):

$$v_u - v_c = \frac{\phi A_v f_y}{S*b}$$

$$S = \frac{\phi A_v f_y}{(v_u - v_c)*b} \quad (30b)$$

Siendo esta la separación de estribos para un esfuerzo último cortante.

Además debe considerarse que el máximo corte se presenta generalmente adyacente a los apoyos, y según numerosas pruebas de laboratorio, indican que la primera grieta diagonal ocurre a una distancia igual al peralte efectivo de la viga (d). Por esta razón el máximo esfuerzo de corte (v_{ud}) que debe considerarse en el diseño, es el que corresponde a una fuerza cortante a una distancia " d " del apoyo (V_{ud}), poniendo el primer estribo a la mitad del primer espaciamiento a partir de la cara del apoyo. También se debe colocar estribos una distancia " d " más allá de donde no son requeridos. Además de estas recomendaciones el código ACI especifica los siguientes requerimientos en el diseño de estribos:

1) Si $v_{ud} < v_c$, no hay grieta: la viga no necesita estribos. No hay grieta diagonal porque el concreto puede soportar los esfuerzos cortantes.

2) Si $v_c < v_{ud} < 6\phi\sqrt{f'_c}$, Si hay grieta: la viga necesita estribos. Se producen grietas diagonales porque el concreto no es capaz de soportar los esfuerzos cortantes de la viga.

La separación máxima de estribos ($S_{m\acute{a}x.}$) es:

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{d}{2} \quad \text{o} \quad S_{m\acute{a}x} = \frac{A_v * f_y}{50 * b}$$

donde d , b y $S_{m\acute{a}x}$ son pulgadas y A_v en pulg^2 , de estos dos tomar el menor.

3) Si $6\phi\sqrt{f'_c} < v_{ud} < 10\phi\sqrt{f'_c}$, si hay grieta: la viga si necesita estribos por la misma razón del caso anterior. Además el código especifica que cada grieta deberá ser cruzada por dos estribos.

La separación máxima de estribos ($S_{m\acute{a}x.}$) es:

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{d}{4} \quad \text{o} \quad S_{m\acute{a}x} = \frac{A_v * f_y}{50 * b}$$

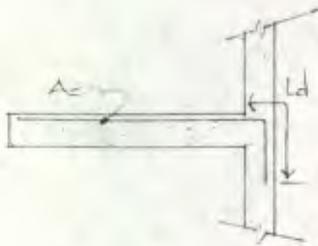
donde d , b y $S_{m\acute{a}x}$ son pulgadas y A_v en pulg^2 , de estos dos tomar el menor.

4) Si $v_{ud} > 10\phi\sqrt{f'_c}$, aumentar sección. Cuando se presenta esta situación, la única solución es aumentar la sección de la viga.

5.3.3.5 ADHERENCIA Y ANCLAJE

Una viga para que esté bien diseñada deberá soportar todos los esfuerzos que en ella se producen. Además las barras de acero deben tener buena adherencia para transmitir los esfuerzos del concreto al refuerzo y viceversa. Por éste motivo únicamente se pueden usar barras corrugadas para asegurar la correcta adherencia con el concreto. Además las barras deben tener una longitud que les permita desarrollar toda su resistencia, llamándosele a esta: longitud de desarrollo (L_d). Esta longitud debe medirse a partir del punto en donde es máximo el requerimiento de las barras de acero.

La necesidad de esta longitud puede verse claramente en una viga en voladizo. La viga puede estar bien diseñada, las barras colocadas en el lugar requerido, pero si no se introducen lo suficiente en la columna, la viga fallará porque el acero no puede desarrollar toda su resistencia por no tener la longitud necesaria.



En este ejemplo es muy evidente la necesidad de L_d pero no quiere decir que solo en estos casos debe determinarse L_d sino en todos los casos, siempre a partir de donde es máximo el requerimiento de las barras de acero.

La longitud de desarrollo se calcula con las siguientes formulas que han sido determinadas por ensayos de laboratorio.

A) Longitud de desarrollo para barras a tensión.

$$L_d = \frac{0.04 * A_b * f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (30c) \quad \text{o} \quad L_d = 0.0004 * d_b * f_y \quad (30d) \quad \text{De estos tomar el mayor.}$$

donde A_b = área de la barra en pulg^2
 d_b = diámetro de la barra en pulg.
 L_d = longitud en pulg.
 f_y, f'_c = en $\#/\text{pulg}^2$.

A1) Factores que modificaran Ld (f)

La mayor longitud de desarrollo que se tome de las ecuaciones anteriores deberá ser afectada por los siguientes factores:

1) Barras de la cama superior: $f = 1.4$

Las barras que están en la cama superior, debe incrementarse la Ld en un 40% debido a que la adherencia en estas áreas es menor porque los agregados gruesos tienden a asentarse mientras que los finos quedan en las parte superior.

2) Barras con f_y mayor a 60,000 $\#/pulg^2$: $f = 2 - 60,000/f_y$, donde $f_y = \#/pulg^2$.

Cuando se usan barras con altos esfuerzos debe incrementarse más la longitud debido a que necesitan más adherencia para poder desarrollarse.

3. Para concreto liviano: $f = 1.18$ a 1.33 .

4. Para refuerzo espaciado entre si por lo menos 6 pulg y situadas a por lo menos 3 pulg de la cara lateral: $f = 0.8$. La Ld se decrementa en un 20% porque se está garantizando más adherencia al tener mayor recubrimiento las barras.

5) Cuando hay mas refuerzo que el requerido: $f = \frac{\text{As requerido}}{\text{As colocado}}$

6) Barras en manojos de 3: $f = 1.20$

En ningún caso la Ld debe ser menor a 12 pulgadas

B) Ld para barras a compresión

$$Ld = \frac{0.02 * db * f_y}{f'c} \quad \text{o} \quad Ld = 0.0003 * db * f_y \quad \text{De estos tomar el mayor.}$$

donde

db = diámetro de la barra en pulg.

Ld = longitud en pulg.

$f_y, f'c$ = en $\#/pulg^2$.

La Ld debe ser afectada cuando exista más acero que el requerido $f = \text{As requerido} / \text{As colocado}$. En ningún caso Ld debe ser menor a 8 pulgadas.

Adicionalmente a todo lo anterior el código ACI, especifica que el refuerzo debe extenderse más allá del punto en donde teóricamente no es requerido para resistir flexión, una distancia ($L'd$) de por lo menos el peralte efectivo (d), 12 diámetros de la barra o la luz de la viga entre 16. De este se tomará la mayor. Además especifica que para diseño sísmico deben ponerse como mínimo dos barras corridas arriba y abajo que cubran el As_{min} , el resto de área de acero debe cubrirse con bastones. Para vigas que esten sometidas solo a carga vertical se puede considerar esta especificación para el armado de la viga.

Finalmente se puede decir que debe ponerse especial atención en la presentación final de la viga, haciendo las secciones necesarias, colocando las barras en el lugar correcto, identificandolas correctamente y acotando los bastones a partir de los apoyos. También es conveniente escoger barras de diámetros similares ya que existe una cierta ventaja económica al hacerlo de esta manera. (Véase ejemplo No. 1 en Anexo A)

5.3.4 LOSAS

En los edificios de concreto armado se utilizan losas para conseguir superficies planas y útiles. Una losa de concreto armado es una placa ancha y lisa, generalmente horizontal con superficies superior e inferior paralela o aproximadamente paralela. Puede estar soportada por vigas, muros, estructuras metálicas o directamente por el terreno. Las losas pueden estar soportadas en dos caras opuestas transmitiendo las cargas en una dirección llamándose en este caso losa monodireccional o losa en un sentido. Puede estar soportada en cuatro caras transmitiendo las cargas en esas direcciones llamándose losa bidireccional o losa en dos sentidos, siendo estos los tipos de losas más comunes.

A partir de estos tipos de losas pueden surgir variantes debido a las luces que tenga cada panel de losa. Cuando las luces son demasiado grandes en el cual el espesor de la misma sea muy grande, resultaría una losa muy cara si se construye de ese espesor, por lo que se tendrá que buscar una solución más económica como podría ser, poner vigas en uno o dos sentidos según sea el caso, con lo cual se tendría losas nervadas en uno o dos sentidos. Esta solución permite cubrir luces grandes con estructuras livianas. Puede usarse llenado los espacios entre vigas con blocks de pomez o simplemente dejarlos basios.

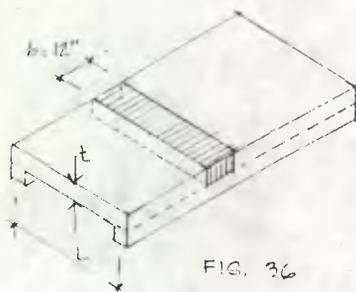
Antes de iniciar el diseño de las losas debe estudiarse la ubicación de los apoyos, es decir localización de vigas, muros de carga, tabiques, etc. Definido este esquema se puede entonces determinar la paneles de losas, nombre que se le da a cada área de losa con apoyos ya sea en dos caras opuestas o en 4 caras. Por esta razón es necesario que el diseño arquitectónico esté definido con cierto criterio estructural, de lo contrario ocasionará gran pérdida de tiempo y esfuerzo en su desarrollo o necesidad de optar por una solución más cara.

Las losas que se apoyan sobre vigas de concreto reforzado, se construyen monolíticamente vigas y losas.

5.3.4.1 LOSAS UNIDIRECCIONALES O LOSAS EN UN SENTIDO

Las losas en un sentido se caracterizan porque transmiten sus cargas en un solo sentido hacia las caras opuestas. Estos apoyos deben ubicarse perpendicular al sentido corto, de manera que la carga sea transmita rápidamente, para que sean eficientes y económicos.

La losa unidireccional es fundamentalmente una sucesión de vigas de un ancho unitario igual a 12 pulg. relativamente grande con respecto a su espesor (fig. 36).



Esta viga se puede diseñar de la misma manera como se vio anteriormente para el caso cuando se conoce la sección y el momento, y el área de acero que resulte corresponderá a la franja de 12 pulg. Como se supone que la losa está compuesta por una serie de vigas de iguales características, el acero es colocado en el sentido de la viga de manera distribuido, llamándose a este refuerzo armado principal.

En el otro sentido se producirán esfuerzos por dilatación y retracción del fraguado del concreto, motivo por el cual debe colocarse un refuerzo secundario en el sentido perpendicular de las vigas. Esta cantidad de acero ($A_s \text{ min}$) puede determinarse en función del porcentaje mínimo. (P_{min}).

El porcentaje mínimo en losas:

- Para losas con barras corrugadas con $f_y < 60,000 \text{ \#/pulg}^2$:
 $P_{\min} = 0.002$
- Para losas con malla soldada o con $f_y \geq 60,000 \text{ \#/pulg}^2$:
 $P_{\min} = 0.0018$

Siendo el área de acero mínima $A_s \min = P_{\min} * b * t$, donde b es el ancho de la viga 12 pulg y t es el espesor.

En losas unidireccionales el espesor mínimo t esta especificado por la ACI de manera que no se produzcan deformaciones excesivas y reducir al mínimo las vibraciones. Estos espesores están dados según el caso de la losa que se diseñe.

Espesores Mínimos para losas en un sentido (t):

- Simplemente soportada $t = L/25$
- Con extremo continuo $t = L/30$
- Ambos extremos continuos $t = L/35$
- En voladizo $t = L/12$

Donde L es la luz de la losa. En ningún caso este espesor debe ser menor de 3.5 pulgadas.

Además el código, establece que la separación lateral de las barras (S) no debe ser superior a 3 veces el espesor de la losa ni a 18 pulgadas y la separación mínima no debe ser inferior a un diámetro de la barra o a 1 pulg. El recubrimiento en losas no debe ser menor a $3/4$ de pulgada.

Por otro lado se puede mencionar que la tensión diagonal y adherencia raramente influirán en el diseño de losas unidireccionales. Deberán chequearse en losas de dimensiones poco comunes sometidas a grandes cargas.

A) Momentos en losas en un sentido:

Con la finalidad de simplificar el análisis el código incluye coeficientes que permiten determinar con cierta facilidad los momentos y fuerzas cortantes de losas en un sentido (véase Figura B en el Anexo B), los cuales se pueden usar siempre que la carga viva no sobrepase en tres veces el peso de la carga muerta y la mayor de la luces adyacentes no exceda mas del 20% de la menor. Estos coeficientes fueron determinados de forma que se tenga un máximo de seguridad, ya que se si se calcularan los momentos por cualquier método de análisis estructural seguramente serian mucho menos que aquellos.

C) Armado de losas en un sentido

Finalmente quedaría hacer el armado de la losa, que como se dijo tiene un armado principal en el sentido de la viga y un armado secundario en el sentido perpendicular a la misma. El armado principal se hace de acuerdo al diagrama de momentos, es decir momentos negativos armado arriba, momentos positivos armado abajo.

El armado principal se hace de la manera siguiente: intercalar barras que no tienen dobleces, sobre la cara inferior llamadas rieles, con barras que tienen dobleces que siguen la ruta de la tensión motivo por el cual se les llama tensión. En los momentos negativos generalmente no es suficiente el área de acero de las tensiones, siendo necesario colocar barras adicionales llamadas bastones para completar el área requerida.

El punto ideal para hacer el doblar de las tensiones y longitud de los bastones es el punto de inflexión debido a que ese punto el momento es cero. Pero como se vió anteriormente los momentos son estimados y considerando que los diagramas pueden variar por el constante desplazamiento de la carga viva. Se ha visto que este punto de inflexión en los tramos discontinuos se encuentra entre $L/5$ y $L/7$ del extremo, con lo que puede tomarse un valor medio $L/6$. En los tramos continuos está entre $L/3$ a $L/5$, pudiéndose tomar un valor medio $L/4$, donde L es la luz de la viga en estudio.

El armado secundario es colocado perpendicularmente al armado principal sin doblar.

6.3.4.2) LOSAS BIDIRECCIONALES O EN DOS DIRECCIONES

Las losas en dos sentidos transmiten la carga hacia los apoyos en los bordes. Cuando el cociente entre el lado corto (A) y el lado largo (B) es mayor o igual a 0.5 se dice que la losa es bidireccional, ya que si es menor indica que las caras opuestas en el sentido largo están tan lejos que las cargas no llegan hasta ellas, debido a que las caras opuestas en el sentido corto están muy cercanas y la carga llega rápidamente a ellas, por lo tanto cuando se tengan estos casos la losa deberá diseñarse como losa en un sentido (en el sentido corto), aún cuando tenga cuatro apoyos.

El diseño de estas losas es más complejo que la losa en un sentido, porque en este caso tenemos una viga de un ancho unitario en cada sentido que se intersectan perpendicularmente, transmitiéndose la carga una a otra. Otro aspecto que complica el diseño es que en este punto de intersección las deformaciones de ambas vigas deben ser iguales. Si ha esto se le agrega que tanto en un sentido como el otro, la losa está conformada por una sucesión de vigas de un pie de ancho, tenemos que el diseño se vuelve laborioso y complicado.

Con la finalidad de reducir las dificultades en el diseño el código ACI da varios métodos para determinar los momentos, cortes y reacciones en losas, siendo el método No. 3 el más claro, racional y generalmente el más económico.

Los momentos son determinados para el sentido largo (B) y corto (A) por coeficientes (C) multiplicado por la carga uniformemente distribuida (w) por la luz (L) al cuadrado, es decir:

Momento último en el sentido corto:

$$M_a = C_a * w * L_a^2$$

Momento último en el sentido largo:

$$M_b = C_b * w * L_b^2$$

Donde:

C_a = Coeficiente ACI en el sentido corto.

C_b = Coeficiente ACI en el sentido largo.

w = Carga uniformemente distribuida en K/pie.

L_a = Luz de la losa en el sentido corto en pie.

L_b = Luz de la losa en el sentido largo en pie.

Los coeficientes para el momento en el sentido largo y el corto (C_a , C_b) son dados por tres tablas:

La tabla 12 del Anexo B, da los coeficientes C_a y C_b para momentos negativos en los bordes continuos. Este coeficiente se obtiene para la carga muerta más la carga viva (siempre carga última) es decir que se calcula para carga total. En el caso de los bordes discontinuos el momento negativo teórico sería "0" pero el código

recomienda usar un momento mínimo igual a $1/3$ del momento positivo en ese mismo sentido debido a la rigidez torcional de la viga portante, ya que como se indicó anteriormente esta se funde monolíticamente con la losa.

Para determinar de los momentos positivos el código proporciona la tabla 13 del Anexo B para carga muerta y la tabla 14 para la carga viva, los coeficientes son leídos de estas tablas y multiplicados cada uno por su respectiva carga uniformemente distribuida y al final se suman los momentos positivos que salgan para carga muerta y carga viva.

El cálculo de momentos se hace para cada panel y los coeficientes se leen de las tablas, según las las condiciones de continuidad se escoge el caso y de su relación ($m = A/B$) de luz corta (A) entre la luz larga (B). En algunos casos no hay coeficientes como se aprecia en la tabla 13, en el caso 1, esto se debe a que dicho caso corresponde a una losa que no tiene continuidad en ningún lado, y por lo tanto tampoco tiene momento negativo.

Como el cálculo se hace para cada panel se tendrá en la unión de dos paneles, momentos negativos diferentes, si esta diferencia supera el 20%, deberá ser distribuida en proporción a la rigidez relativa (I/L) de las losas y sumada algebraicamente a cada momento, de manera que el momento negativo final sea igual para ambos paneles.

Determinados los momentos se calculan las áreas de acero como si fuera una viga de un ancho unitario $b = 12$ pulgadas y un peralte efectivo "d" determinado a partir del peralte total (t). Para garantizar una falla dúctil el área de acero será menor que el área de acero máxima ($A_{s\text{máx}} = P_{\text{máx}} * b*d$) y en ningún caso el área debe ser menor que el área de acero mínima ($A_{s\text{mín}} = P_{\text{mín}} * b*t$) que es igual al mencionado en losas unidireccionales.

El espesor (t) de la losa se determina de acuerdo al tamaño del panel de losa el cual se resulta de dividir el perímetro del panel sobre 180. Para que las deflexiones sean menores que las admisibles, el código especifica que el espesor (t) no debe ser menor que 3.5 pulgadas.

El espesor es calculado para el panel de losa más grande con la finalidad de uniformizar el peralte a todas. Si existiera una marcada diferencia entre el espesor de determinadas losas, se puede tomar un valor (t) para esas losas y otro valor (t) para el resto, con lo cual se tendría una cierta economía.

El armado de las losas se hace igual al armado principal de la losa en un sentido, solo que en este caso hay armado principal en los dos sentidos. Para facilitar el armado puede usarse la tabla (15) que se refiere a varias combinaciones de barras para áreas de acero por cada pie lineal de losa (es el área de acero que se mencionó anteriormente) y los espaciamientos entre barra y barra.

5.3.5 EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO

En la etapa conceptual del proyecto de estructuras de concreto armado debe tenerse en cuenta que el concreto armado es un material con características propias porque no es adecuado utilizarlo en sistemas estructurales dimensionados como estructuras articuladas de acero o madera ya que esto se opone a la naturaleza monolítica de la construcción en concreto. La primera etapa en el análisis de los edificios de concreto reforzado, se inicia con el estudio de cargas que actúan en la estructura, por supuesto después de definir el proyecto arquitectónico.

El diseño de edificios de concreto reforzado se efectúa diseñando todos los marcos diferentes de la estructura tanto en un sentido como en el otro. El diseño de cada marco requiere de las siguientes etapas principales:

5.3.5.1 CARGAS REQUERIDAS

Las cargas a que están sometidos los edificios se pueden dividir en cargas verticales y cargas laterales o sísmicas.

A. Cargas verticales:

Las cargas verticales ($w_u = 1.7 w_v + 1.4 w_m$) son las producidas por las cargas últimas vivas (w_v) y muertas (w_m) que actúan en la estructura. Estas son determinadas inicialmente por cada pie cuadrado de superficie en cada nivel y posteriormente se calcula la carga equivalente (w_e) que soporta cada viga en cada nivel.

La carga equivalente se calcula de acuerdo al tipo de losas. En el caso de losas en dos direcciones, la carga que se produce en cada panel es transmitida a sus cuatro apoyos de la forma siguiente.

Las cargas verticales que se producen en las vigas que soportan a los paneles de losa en dos sentidos son cargas uniformemente variables, en la cual la carga es 0 en los extremos y máxima en el centro, es decir que la carga forma un triángulo, distribución que corresponde a losas cuadradas. En el caso de las losas rectangulares, la viga del lado corto del panel soporta una carga triangular como la descrita anteriormente y en el lado largo la carga adquiere la forma de un trapecio.

El diseño de las vigas utilizando así las cargas es muy complicado motivo por el cual el código ACI proporciona las siguientes ecuaciones para determinar una carga uniformemente distribuida equivalente a las anteriores.

$$\text{- Para cargas triangulares: } w_e = w_u * s / 3 \quad (31)$$

$$\text{- Para cargas trapezoidales: } w_e = \frac{w_u * s * (3 - m^2)}{3 (2)} \quad (32)$$

donde: s = es el lado corto del panel de losa.
 w_u = Carga uniforme por pie cuadrado.
 m = A / B , siendo A = lado corto y B = lado largo.
 w_e = Carga equivalente uniformemente distribuida por pie lineal.

A estas cargas deberá sumarse la carga última muerta producida por el peso propio de la viga. Se puede estimar una sección cualquiera.

B. Cargas sísmicas

Los edificios además de las cargas vivas y muertas, llamadas cargas verticales, están sometidas a cargas sísmicas. Esta carga es muy difícil de determinar existiendo varios códigos para su cálculo, siendo el más usado el "Código Sísmico de San Francisco (SEAO)".

Este código especifica que cada estructura deberá ser diseñada y construida para resistir cargas mínimas laterales de sismo, considerando que actuaran separadamente en la dirección de cada eje principal de la estructura.

B.1 Fuerza lateral de sismo en la base del edificio

La fuerza del sismo (V) que actuará en la base del edificio viene dado por la siguiente ecuación:

$$V = Z * I * K * C * S * W \quad (33)$$

donde:

V = Fuerza sísmica en la base del edificio

Z = Factor de zonificación, para zonas altamente sísmicas Z = 1.

I = Factor de importancia, para edificios de uso esencial como hospitales I = 1.5 para el resto de edificios I = 1.

K = El valor de esta constante será de acuerdo al sistema estructural del edificio:

- Edificios con sistema de caja:

- Edificios con un sistema dual de breizas y marco espacial dúctil resistente a momento y muros de corte o marcos embreizados diseñados considerando los criterios siguientes: El marco y el muro o marco embreizado resisten la totalidad de la fuerza lateral de acuerdo a su rigidez relativa, considerando la acción combinada entre el muro y el marco. El muro o marco embreizado actuando independientemente del marco dúctil deberá resistir el 100 % de la fuerza total. El marco dúctil tiene la capacidad de resistir por lo menos el 25 % de la carga lateral.

K = 1.33

- Edificios con marcos dúctiles que tienen la capacidad de resistir la fuerza lateral total:

K = 0.80

- Tanque elevado considerando su contenido, sobre cuatro o más apoyos embreizados y soportados por un edificio:

K = 0.67

- Todos los demás sistemas estructurales de edificios diferentes a las descritas anteriormente:

K = 2.50

- Otras estructuras:

K = 1.00

K = 2.00

W = Es la carga total muerta de trabajo, cuando hay cargas de equipo permanente, bodegas o almacenes, a la carga muerta se le suma el 25% de la carga viva. Se determinan de acuerdo a la carga muerta de trabajo por cada marco de la estructura, en la cual cada marco soporta una franja de cada losa en cada nivel siendo la carga total conformada por vigas, losa, piso, cielo falso, columnas, etc. Las cargas se calculan por cada nivel y luego se suman para obtener la carga total en el suelo (W).

C = $\frac{1}{15 * J * T}$ y no debe exceder de 0.12 donde:

T = Período de vibración. Puede determinarse haciéndose un análisis dinámico de la estructura. Este método es muy complicado por lo que puede determinarse de acuerdo a la ecuación siguiente:

$$T = \frac{0.05 H_n}{\sqrt{D}}$$

donde H_n es la altura del edificio en pies y D es la longitud del edificio en pies en dirección paralela a la fuerza aplicada.

S = Este valor depende de la resonancia entre el período de vibración del suelo (T_s) y del edificio, varía entre 1 y 1.5. para los casos en que T_s no es establecido adecuadamente, tomar $S = 1.5$.

El producto $C*S$ no debe exceder a 0.14

Como se debe trabajar con cargas últimas se determina la carga última de sismo (V_u) siendo:

$$V_u = (1.4*V) + 1.4*V*P_t \quad (34)$$

donde P_t es el porcentaje de torsión.

Esta carga última de sismo se distribuye en toda la altura del edificio asignando una fuerza a cada nivel (F_i) de acuerdo al procedimiento siguiente:

B.2 Distribución de fuerzas laterales:

La fuerza sísmica que actúa en la base del edificio hace oscilar la parte superior del mismo. Esto se demuestra al hacer un análisis dinámico de la estructura, pero este es un procedimiento muy complicado y no es muy usado, El código SEAOC propone un método consistente en un análisis estático, en el cual se estima que hay fuerzas laterales ficticias en cada nivel del edificio que producen un movimiento lateral similar al de un sismo. Estas fuerzas laterales se determinan a partir de la fuerza V_u en la base del edificio, la cual es distribuida en toda la altura de la estructura, concentrándola en cada nivel de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$V_u = F_t + \sum_{i=1}^n F_i \quad \text{y} \quad F_t = 0.07 T*V$$

Donde F_i es la fuerza horizontal en el nivel i , F_t es la fuerza de tope en el edificio (se le llama también fuerza de chicotazo), la cual no debe ser mayor que $0.25 V$ y deberá ser considerada igual a 0 cuando el período de vibración (T) sea igual o menor que 0.7 segundos. Es decir:

$$F_t \leq 0.25 V, \text{ y cuando } T \leq 0.7 \text{ segundos, entonces } F_t = 0$$

Las demás fuerzas serán distribuidas en toda la altura del edificio incluyendo el último nivel de acuerdo a la siguiente fórmula.

$$F_i = \frac{(V_u - F_t) * W_i * H_i}{\sum_{i=1}^n W_i * H_i} \quad (35)$$

donde:

F_i = Fuerza horizontal en el nivel i

W_i = Carga total muerta de trabajo del nivel i

H_i = Altura del nivel i a partir del suelo

B.3 Momentos de torsión

La acción de las fuerzas sísmicas se produce sobre el centro de masa del edificio (CM) debido a que en dicho centro es el punto en donde se concentra la resultante del peso del edificio. La fuerza sísmica debe ser soportada por las columnas y muros sustentantes de la estructura, haciéndolo según la rigidez relativa de cada miembro (K) donde $K=I/L$ así por ejemplo si se tiene una estructura que este conformada por columnas y en un extremo tiene un muro de carga, este muro soportará mayor carga horizontal porque su rigidez es mucho mayor que las columnas, por lo tanto el centro de rigidez (CR) que viene dado por la rigidez de cada uno de los elementos verticales, no coincidirá con el centro de masa, dando lugar un momento de torsión que será el resultado de la fuerza sísmica por la excentricidad (distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez).

Las estructuras más económicas serán aquellas que su CM coincida con el CR, esto se logra haciendo la estructura simétrica, es decir que si hay muros portantes en un extremo, en el otro también deben existir. En las estructuras simétricas el código SEADC recomienda tomar un porcentaje de la fuerza V por efectos accidentales de torsionamiento que puedan existir, (véase ecuación 34).

B.4 Momentos de volteo

En el diseño de las estructuras deberá ponerse especial atención en las dimensiones de la base de tal manera que sea suficiente para evitar que la acción de las fuerzas laterales volteen la estructura. Esta tendencia al volteo se le llama momento de volteo, el cual deberá ser igual al momento resistente de la estructura, lográndose con ello una estructura estable.

B.5 Drift

En una estructura la deflexión lateral relativa entre dos pisos adyacentes, no deberá exceder 0.005 veces la altura del piso, a menos que pueda demostrarse que la estructura puede tolerar mayores deformaciones. El desplazamiento calculado de la aplicación de las fuerzas laterales requeridas debe ser multiplicada por $1/K$ para obtener el Drift. La relación $1/K$ no debe ser menor que 1, donde K es la constante que depende del sistema estructural.

Con la información de cargas verticales y sísmicas se procede a hacer el predimensionamiento de las secciones de los miembros de la estructura.

5.3.5.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE LAS SECCIONES

Las secciones de los miembros estructurales deben predimensionarse adecuadamente con el propósito de que al hacer todo el análisis, las secciones sean capaces de soportar los momentos producidos por las cargas garantizando una falla dúctil, de lo contrario sería necesario hacer todo el análisis estructural nuevamente. Esto ocasionaría un gran desperdicio de recursos y pérdida de tiempo. La estimación se hace para la combinación de cargas verticales y sísmicas más críticas:

$$\begin{aligned}C_u &= 1.4 C_m + 1.7 C_v \\C_u &= 0.75 (1.4 C_m + 1.7 C_v) + 1.4 s \\C_u &= 0.75 (1.4 C_m + 1.7 C_v) - 1.4 s \\C_u &= 0.90 C_m + 1.4 s \\C_u &= 0.90 C_m - 1.4 s\end{aligned}$$

Para facilitar el trabajo se determinan los momentos en forma separada para carga vertical y sismo y se hace la combinación al final con los momentos resultantes.

Los momentos en vigas para carga vertical se estiman tomando un valor medio entre una viga simplemente soportada que tiene un momento máximo igual a $wL^2/8$ y el momento de una viga empotrada en ambos extremos $wL^2/12$. El valor medio será $M = wL^2/10$ en la cual w es la carga última equivalente de la viga (w_e).

Los momentos producidos por las cargas de sismo o cargas horizontales se estiman con métodos aproximados como el método del pórtico simple, del factor, etc.

Con los momentos estimados por carga vertical y carga sísmica se hacen las combinaciones indicadas anteriormente por cada nivel escogiéndose el momento mayor de estas combinaciones para hacer la estimación de la sección de la viga (b, t) utilizando el porcentaje para no chequear deflexiones. Aplicando las siguientes ecuaciones (22 y 22a) que fueron determinadas en el capítulo 5 numeral 5.3.3.2.

$$P_{def} = 0.18 * f'_c / f_y$$

$$b * d^2 = \frac{M_u}{\phi * P * f_y * \left(1 - \frac{P * f_y}{1.7 * f'_c}\right)}$$

5.3.5.3 RECTIFICACION DE CARGAS

Las cargas verticales y sísmicas deberán ser rectificadas debido a que ahora se tienen secciones más aproximadas a la realidad, que pueden ser diferentes a las propuestas inicialmente para el cálculo del peso propio.

5.3.5.4 MOMENTOS, FUERZAS CORTANTES Y CARGA AXIAL

Conociendo las secciones aproximadas, se pueden aplicar los métodos exactos para estructuras indeterminadas o hiperestáticas para determinar los momentos en cada marco estructural (Kani, Cross, métodos Matriciales, etc).

Los momentos se determinan siempre, por facilidad, para carga vertical y sismo de manera separada y posteriormente se hacen las combinaciones con los momentos finales.

Como resultado del análisis estructural, se tendrán todos los diagramas de momentos, fuerzas cortantes y carga axial para cada uno de los marcos en ambos sentidos. Con esta información se puede entonces diseñar los miembros de cada marco de la estructura.

5.3.5.5 DISEÑO DE LOSAS

Se diseña cada panel de losa en cada nivel de acuerdo al método explicado en el capítulo 5, numeral 5.3.4. Las cargas a usar son las cargas últimas vivas y muertas según cada nivel.

5.3.5.6 DISEÑO DE VIGAS

Las vigas se diseñan para resistir los momentos y fuerzas cortantes de acuerdo al método descrito en el capítulo 5 numeral 5.3.3, que corresponde al método de diseño último.

A. Diseño a Flexión:

El diseño a flexión se hace garantizando una falla dúctil así como se vió en el capítulo mencionado anteriormente. A lo descrito en dicho capítulo hay que agregar la especificación de la ACI para estructuras sometidas a fuerzas sísmicas, como

es este caso, que se refiere al porcentaje máximo ($P_{\text{máx}}$) que debe estimarse para garantizar una falla dúctil: $P_{\text{máx}}$ es igual a 0.50 del porcentaje balanceado (P_b), es decir $P_{\text{máx}} = 0.50 P_b$, el resto del procedimiento es exactamente igual.

Los momentos que deben tomarse son los momentos máximos en cualquier combinación. Para facilitar este proceso se recomienda hacer los diagramas de momentos a escala, para cada combinación. A este diagrama se le llama envolventes de diagramas de momentos. Esto facilita el diseño porque se ve en el esquema cuales son los momentos críticos. Además de estos momentos el código ACI especifica que debe diseñarse un momento positivo en los apoyos que sea igual como mínimo al 50% del momento negativo en dicho apoyo. Si ya existiera en ese apoyo un momento positivo deberá tomarse el mayor para su diseño.

El armado de la viga se hace según lo expresado en el capítulo 5. En este caso se facilitará el procedimiento porque se tienen los diagramas a escala y se pueden leer las longitudes, no habiendo necesidad de usar ningún proceso algebraico.

B. Diseño a Corte

El diseño a corte en vigas sometidas a fuerzas sísmicas se hace de igual manera como se describió en el capítulo 5 numeral 5.3.3.4. En este caso será necesario considerar las especificaciones que da el ACI para estructuras sometidas a fuerzas sísmicas que se resumen a continuación:

- El esfuerzo último cortante a una distancia "d" (vud) debe ser menor que $8\phi\sqrt{f'_c}$.
- Estribos de confinamiento: debido a la acción de las fuerzas horizontales es necesario poner estribos por confinamiento en una distancia igual $4*d$ del rostro de la columna a una separación máxima de $d/4$. De la misma manera como se hizo con los diagramas de momentos, se hace con los de corte llamándole a este diagrama: Envolvente de diagramas de corte. Se calcula la separación del estribo en la cara del apoyo, de acuerdo al procedimiento descrito en el numeral 5.3.3.4 y se compara con $S_{\text{máx}}$ y armar con la menor separación. Estas consideraciones sísmicas no son aplicables a los voladizos. En toda la viga deben haber estribos como mínimo No. 3 a $d/2$.

5.3.5.7 DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas son elementos que soportan cargas de compresión axial, que en algunos casos se presentan con una flexión simultánea. Las columnas más usadas en concreto armado son las siguientes:

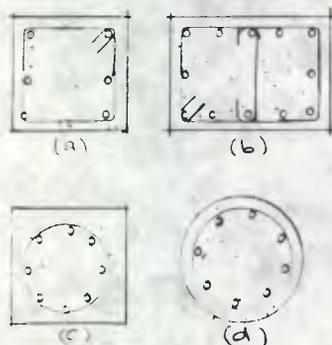


FIG 38

- Columnas rectangulares con armadura longitudinal y estribos laterales. (fig.38 a, b)
- Columnas rectangulares con armadura longitudinal con espiral de acero lateral. (fig. c)
- Columnas circulares con espiral. (fig. d)

La columna rectangular con armadura longitudinal y estribos laterales es la más común de las columnas. La armadura longitudinal es colocada al rededor de la sección, espaciando las barras según la relación de esfuerzos axiales y momentos. En los casos en que se presentan grandes esfuerzos axiales y momentos pequeños, la sección

mas recomendable es la sección cuadrada y la armadura longitudinal es colocada al rededor de la sección de la columna a la misma separación. En otros casos cuando los momentos flexionantes son grandes, son más apropiadas las columnas rectangulares y se coloca la mayor parte de armadura longitudinal de acero en las caras alejadas del eje de flexión. En aquellos casos que hayan dificultades en colocar el acero, se pueden poner paquetes de hasta de 3 barras, los cuales son colocados en las esquinas.

La armadura lateral en forma de estribos individuales relativamente separados cumple las funciones de mantener las barras en su posición en el momento de la fundición y lo más importantes evitar que las barras longitudinales sometidas a grandes esfuerzos y columnas muy esbeltas se panden hacia afuera haciendo saltar el delgado recubrimiento de concreto.

A. Cargas en Columnas:

Las cargas a que están sometidas las columnas son las producidas por las cargas verticales y las fuerzas sísmicas.

- Cargas Verticales: Estas son las producidas por cargas últimas vivas y muertas. Las cargas son determinadas para la cabeza de la columna (P_i) y para el pie de la columna (P_j). Las cargas en la cabeza de la columna son las fuerzas cortantes en las vigas (según diagrama de corte) a las cuales la columna le sirve de apoyo, así por ejemplo, en las columnas que soportan 4 vigas la carga será la suma de las cuatro fuerzas cortantes. La carga en el pie (P_j) de la columna es la carga existente en la cabeza de la misma mas su peso propio.
- Cargas Axiales por Sismo: Las cargas de sismo se calculan usando los diagramas de carga axial. Se suman algebraicamente las fuerzas cortantes de las vigas y ese será el valor que se tome como carga axial de sismo (P), carga que es igual tanto en la cabeza como en el pie de la columna.

B. Momentos en columnas:

En las columnas actúan momentos que resultan de la acción de cargas verticales y cargas sísmicas (de acuerdo a los diagramas de momentos). Estos momentos deben tomarse para la cabeza de la columna (M_i) y para el pie de la misma (M_j) en forma separada para carga vertical y sismo.

Los momentos por carga vertical producen excentricidades en las columnas (e) que pueden ser determinadas dividiendo el momento (M) entre la carga (P), si $M = P * e$, entonces: $e = M/P$

Estas excentricidades deben calcularse para pie (e_j) y cabeza (e_i) de la columna. En los casos en que teóricamente no exista excentricidad, en elementos con estribos debe tomarse una excentricidad mínima (e_{min}) igual al 10% de su dimensión mayor en la sección, es decir $e_{min} = 0.10 * t$ que para elementos construidos in situ no debe ser menor a una pulgada.

La información se puede agrupar, para hacer el proceso más ordenado, en una tabla en la cual se pongan la identificación de cada columna por cada nivel, los valores P_i , e_i , M_i , P_j , e_j , M_j de carga vertical (1.4 Cm + 1.7 Cv) y sismo (1.4 s) P , M_i , M_j . Estos valores se deben operar para las combinaciones de carga $0.75(1.4 Cm + 1.7 Cv) + 1.4 s$ y $0.75(1.4 Cm + 1.7 Cv) - 1.4 s$, $0.90 Cm - 1.4 s$ y $0.90 Cm + 1.4 s$.

C. Esbeltez en columnas

La esbeltez en columnas es un factor muy importante debido a que puede fallar por pandeo. Para columnas de concreto reforzado la esbeltez esta determinada por el factor de esbeltez (f), que se calcula según el procedimiento descrito en el código ACI 318 - 63, que aunque no es el más exacto, si es el más sencillo y en Guatemala se han obtenido buenos resultados. Según este código $f = l/r$ donde r es el radio de giro.

Para columnas sometidas a carga vertical:

$$r = 1.07 - 0.008 h'/\xi \quad (36)$$

Para columnas sometidas a carga sísmica:

$$r = 1.18 - 0.009 h'/\xi \quad (37)$$

donde h' = Altura equivalente (en pies) y ξ es el grado de empotramiento, pero $h' = h * (0.78 + 0.22 \xi)$ donde h es la altura libre en pies en la columna (siempre $h < h'$) y ξ para carga vertical es igual a la suma de rigideces de columnas (ΣK_{col}) que llegan al nudo dividido entre la suma de rigideces de vigas (ΣK_{vigas}) que llegan al nudo, es decir que $\xi = \Sigma K_{col} / \Sigma K_{vigas}$. El grado de comportamiento (ξ) se calcula para el pie y cabeza de la columna y tomar el promedio.

Para el caso de carga sísmica el grado de empotramiento (ξ) es $0.30 * b$, donde b es el lado menor de la columna en pies con lo cual se tendrán factores de esbeltez para el caso de fuerza sísmica y el caso de carga vertical.

D. Diseño del refuerzo longitudinal

Con la información anterior se puede hacer el diseño de columnas el cual se basa en un proceso iterativo es decir que se suponen unas dimensiones dadas, se calcula la rigidez con la sección inicial propuesta y luego se vuelven a calcular con los resultados obtenidos hasta que las dimensiones supuestas y las finales coincidan satisfactoriamente. Para facilitar este proceso se han desarrollado diagramas de iteración como los presentados en el volumen 2 del Ultimate Strength Design Handbook. (Véase gráfica 16 en Anexo B)

Con esta gráfica se puede determinar el porcentaje de acero de la columna (P_t) que al multiplicarlo por el área de la columna ($t * b$) se obtiene el área de acero (A_s) es decir: $A_s = P_t * b * t$, con lo cual se pueden calcular las barras para la armadura longitudinal de la columna.

En columnas el porcentaje mínimo de acero (P_{min}) es igual a 0.01 y el máximo ($P_{máx}$) igual a 0.06 siendo recomendable que este porcentaje este entre 0.02 y 0.03.

Los diagramas de iteración fueron determinados para diferentes esfuerzos y diferentes valores de g , donde g es la relación entre la mayor longitud confinada (g_t) y la mayor longitud total de la columna (t), es decir $g = g_t / t$, $g_t = t - \text{recubrimiento} - \text{diámetro del estribo} - 1/2 \text{ diámetro de las barras longitudinales}$. (véase figura 39)

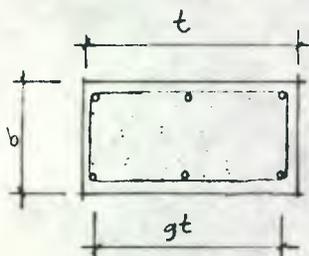


FIG. 39

Para leer el valor del porcentaje (P_t) en la gráfica de iteración, se escoge la gráfica adecuada para los valores de esfuerzos en los materiales (f_y , f'_c) y el valor g , luego se calcula el valor correspondiente al eje vertical a partir de la siguiente ecuación: P_u / A_g donde $P_u = f * P'_u$ (f = factor de esbeltez y P'_u = carga última (P_j) en kip en pie y

cabeza de columna (P_1) de cada combinación de carga) y A_g = área total de columnas en pulg² ($A_g = b*t$).

El valor del eje horizontal corresponde al valor del eje vertical multiplicado por e/t en pulg, donde e es la excentricidad en pie (e_j) y cabeza (e_i), también para cada combinación de carga. Se puede también entrar a la gráfica con la excentricidad e .

Al determinar el porcentaje se puede calcular el Area de acero $A_s = P_t * A_g$, a partir del cual se determinan las barras longitudinales de la columna.

Este proceso se hace para cada combinación de carga en cada columna. Para ordenar este proceso se puede agrupar en una tabla en la que se pondrán: la identificación de columna, el nivel, caso de carga, la carga última (P_u), factor de esbeltez (f), la carga última $P_u = p * f$, el valor del eje vertical P_u/A_g , la excentricidad (e), el valor del eje horizontal $(P_u/A_g)*e/t$, el porcentaje de acero (P_t) y el área de acero $A_s = P_t * A_g$. Como resultado del calculo se tendrán las áreas de acero para cada combinación de carga, deberá tomarse la máxima área de acero que corresponda a cada columna, con la cual se determinaran las barras de acero.

E. Diseño de estribos

Todas las barras en las columnas deben estar envueltas por estribos laterales cuyo tamaño no debe de ser menor que la barra No. 3 para barras longitudinales iguales o inferiores al número 10 y número 4 para barras Nos. 11, 14 S y 18 S y para las barras empaquetadas. La separación entre estribos no debe ser menor a 16 diámetros de la barra longitudinal, ni 48 diámetros del estribo, ni a la dimensión mínima (b) de la columna. Los estribos deben estar colocados de tal forma que todas las barras longitudinales estén sujetas lateralmente y ninguna barra deberá estar separada más de seis pulgadas de las otras.

Para determinar la cantidad de acero en estribos el código ACI establece que puede determinarse el porcentaje (P_s) a partir de las siguientes ecuaciones:

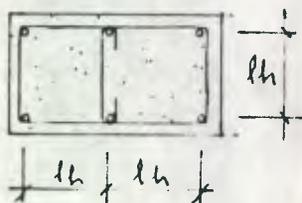
$$P_s = 0.45 * (A_g/A_c - 1) * (f'c/f_y) \quad (38)$$

$$P_s = 0.12 * f'c/f_y \quad (39)$$

De estos dos porcentajes tomar el mayor, sabiendo que A_g es el área total de la columna en pulg², A_c el área confinada en pulg², f_y y $f'c$ es el esfuerzo en los materiales en K/pulg².

Conociendo el porcentaje se puede calcular la separación de los estribos (S_h) según la siguiente ecuación:

FIG 40



$$S_h = 2 * A_{sh} / (P_s * l_h) \quad (40)$$

Donde A_{sh} es el área del estribo en pulg² y l_h es la longitud de la barra del estribo sin anclaje en pulg (tomar el mayor).

Estos estribos deben colocarse a esta separación en la altura a confinar (H) que se ubica en el pie y cabeza de la columna, debido a que en esos tramos es donde los momentos son máximos. Esta altura (H) se determina como la mayor dimensión de la columna (t) o la altura libre dividida entre 6. En ningún caso H será menor que 18 pulgadas.

En el tramo central la separación de los estribos será 48 veces el diámetro del estribo, 16 veces el diámetro de la barra longitudinal o la dimensión mínima de la columna (b) de estos tomar el menor.

5.3.3.8 DISEÑO DE ZAPATAS

Las zapatas son los miembros estructurales utilizados en los edificios de concreto reforzado como cimentación. Se puede decir que es la parte de la estructura situada generalmente debajo de la superficie del terreno y que transmite las cargas al suelo.

Se pretende que la estructura se mantenga estable lo que se logra evitando los asentamientos de tal forma que no falle la estructura. Estos asentamientos son reducidos cuando las cargas de la estructura se transmiten a un terreno con suficiente resistencia por un lado y por otro cuando la carga se reparte sobre una superficie suficientemente grande de terreno, con el propósito de que la presión ejercida sobre el terreno sea mínima. Si no se encuentra terreno resistente será necesario emplear otros sistemas de cimentación como pilotes, etc.

La cimentación por medio de zapatas o cimentación por reparto, es el tipo de cimentación más sencillo y el más económico y se utiliza para apoyos aislados como columnas. Cuando estos apoyos están muy juntos, puede unirse una zapata con otra y se obtiene una zapata corrida para varias columnas. Dentro de los factores que influyen en el dimensionamiento de las zapatas esta la calidad del suelo el cual se supone que soportará las cargas de igual manera en todo su área, aun cuando esto no es exactamente cierto.

Existen varios tipos de zapatas aisladas siendo la más común la formada por una simple losa. Además de esta existen las escalonadas, formada por escalones que se funden monolíticamente para que actúen todos los escalones simultáneamente. Se puede mencionar también las zapatas con caras laterales inclinadas.

La superficie de apoyo de las zapatas aisladas pueden encontrarse dividiendo la carga total incluyendo el peso de la zapata entre el esfuerzo del terreno (f_s). El peso propio de la zapata se puede estimar entre un 4% a 8% de la carga total que soporta la misma.

La capacidad soporte y la profundidad de cimentación se encuentra al hacer un estudio de suelos. Este esfuerzo es un esfuerzo de trabajo y mientras que la carga que se viene trabajando es carga última, siendo necesario determinar la carga de trabajo. Esta se puede calcular si se determina la relación que existe entre las cargas de trabajo inicial y las cargas últimas. Esta relación se puede calcular para cada nivel y sacar un promedio para aplicarlo a cargas y momentos. A partir del esfuerzo de trabajo del terreno (f_s) se determina el esfuerzo de trabajo de sismo del suelo (f_{ss}) el cual es igual a $1.33 f_s$.

En el análisis de cada marco se calcularon las cargas últimas verticales y sismo así como momentos verticales y sísmicos lo cual indica que la zapata estará sometida a esfuerzos de compresión y de flexión en donde los de compresión serán P/A y los de flexión M/S es decir

$$f = P/A \pm M/S \quad (41)$$

donde:

f = es el esfuerzo resultante

P = carga de trabajo

A = Área de la zapata

M = Momento de trabajo

S = Módulo de sección = $bh^2/6$

Si es una zapata cuadrada de lado L , el módulo de sección será:

$$S = L \cdot L^2 / 6 = L^3 / 6$$

La primera estimación se puede hacer a partir de esfuerzo de compresión asumiendo momento igual a 0, es decir que $f = P/A$ si se despeja A sabiendo que el máximo esfuerzo que puede presentarse es el del suelo se puede sustituir $f = f_s$, nos queda $A = P/f_s$ de donde se puede obtener el área de la zapata.

Si la zapata es cuadrada $A = L^2$ entonces se puede calcular L . Ahora a esta estimación se le aplica el momento correspondiente y se calcula su esfuerzo según la ecuación 41. La suma de los dos esfuerzos no debe ser mayor que el esfuerzo que resiste el suelo, si así fuera aumentar el área de la zapata. Esto se debe hacer para las combinaciones de carga vertical y sismo y tomar la más crítica.

B. Diseño de la zapata

El diseño de la zapata se hará con el caso más crítico que haya resultado de las combinaciones de carga trabajando ahora con cargas y momentos últimos.

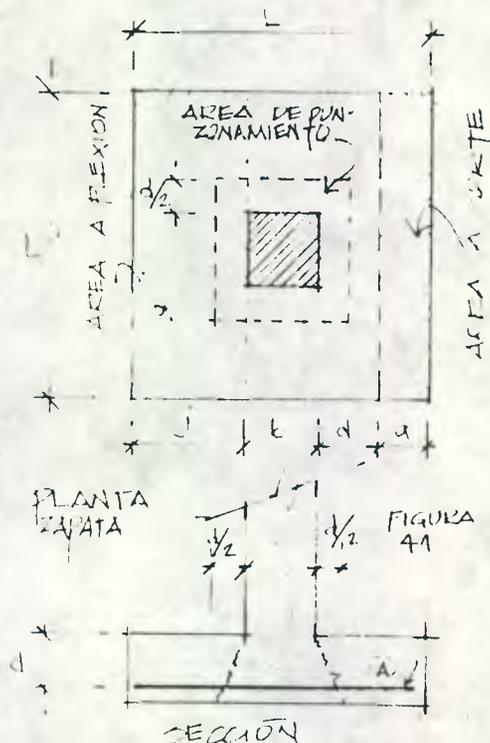
$$f_{su} = P_u/A \pm M_u/S$$

El esfuerzo (f_{su}) que se tome será el mayor, ya que debido a la presencia de los dos signos se tendrán dos respuestas.

Después de determinar la superficie de la zapata y el esfuerzo último (f_{su}) se puede calcular el peralte efectivo de la misma la cual deberá ser suficiente para soportar los esfuerzos de punzonamiento, de corte y flexión de la zapata.

C. Esfuerzos de punzonamiento.

Las zapatas deben diseñarse para soportar los esfuerzos de punzonamiento (v_o), lo cual se logra dando el suficiente peralte (d) de manera que la zapata no se fracture. El máximo esfuerzo de punzonamiento (v_o) es igual a $4\phi\lambda f'_c$, donde ϕ es el factor de reducción de capacidad igual a 0.85 y f'_c el esfuerzo de compresión del concreto en $\#/pulg^2$.



Según ensayos de laboratorio se ha determinado que la losa de la zapata se fracture por punzonamiento aproximadamente a una distancia $d/2$ de la cara de la columna.

D. Calculo del peralte efectivo (d)

El peralte "d" adecuado será el que permita un esfuerzo de punzonamiento igual o menor que $4\phi\lambda f'_c$. El esfuerzo de punzonamiento también es igual a la fuerza de punzonamiento (V_o) dividido entre el perímetro de área de punzonamiento (b_o) por el peralte efectivo (d).

$$v_o = \frac{V_o}{b_o \cdot d} \quad (43)$$

La fuerza de punzonamiento (V_o) se determina multiplicando el esfuerzo último (f_{su}) por la diferencia del área existente entre el

área total ($L * L$) y el área de punzonamiento $(b + d)*(b + d)$, siendo b la cara de la columna.

$$V_o = f_{su} * ((L * L) - (b + d)^2)$$

$$V_o = f_{su} * (L^2 - (b + d)^2)$$

$$V_o = f_{su} * (L^2 - (b^2 + 2 * b * d + d^2))$$

$$V_o = f_{su} * L^2 - f_{su} * b^2 - 2 * f_{su} * b * d - f_{su} * d^2$$

y el perímetro de punzonamiento (b_o) es:

$$b_o = (b+d) + (b+d) + (b+d) + (b+d)$$

$$b_o = 4 * (b+d)$$

Sustituyendo V_o y b_o en la ecuación 43 nos queda

$$v_o = \frac{V_o}{b_o * d}$$

$$v_o = \frac{f_{su} * L^2 - f_{su} * b^2 - 2 * f_{su} * b * d - f_{su} * d^2}{4 * d * (b+d)}$$

$$v_o * (4 * b * d + 4 * d^2) = f_{su} * L^2 - f_{su} * b^2 - 2 * f_{su} * b * d - f_{su} * d^2$$

$$v_o * 4 * b * d + v_o * 4 * d^2 = f_{su} * L^2 - f_{su} * b^2 - 2 * f_{su} * b * d - f_{su} * d^2$$

$$- f_{su} * L^2 + f_{su} * b^2 + 2 * f_{su} * b * d + f_{su} * d^2 + 4 * v_o * b * d + 4 * v_o * d^2 = 0$$

$$(f_{su} + 4 * v_o) * d^2 + (2 * f_{su} * b + 4 * v_o * b) * d + (f_{su} * b^2 - f_{su} * L^2) = 0$$

$$(f_{su} + 4 * v_o) * d^2 + [2 * b * (f_{su} + 2 * v_o)] * d + f_{su} * (b^2 - L^2) = 0 \quad (44)$$

Si llamamos:

$$A = f_{su} + 4 * v_o$$

$$B = 2 * b * (f_{su} + 2 * v_o)$$

$$C = f_{su} * (b^2 - L^2)$$

nos queda entonces que el peralte efectivo (d) en una zapata la encontramos con la ecuación cuadrática siguiente:

$$A * d^2 + B * d + C = 0$$

Donde:

f_{su} = Esfuerzo último en K/pie².

v_o = Esfuerzo máximo de punzonamiento, en K/pie², el cual es igual a $(\text{reducir}) 4 * f_c / 3$, donde $f_c = \# / \text{pulg}^2$.

b = Ancho de columna en pie.

L = longitud de zapata en pie.

d = Peralte efectivo de la zapata en pies.

E. Esfuerzo cortante

Las zapatas deben soportar los esfuerzos cortantes, los cuales no deben ser mayores al esfuerzo cortante del concreto (v_c) que es igual a $2\phi\sqrt{f'_c}$ donde f'_c es el esfuerzo del concreto en #/pulg².

El esfuerzo cortante (v_d) en la zapata es crítico en la sección a una distancia "d" de la cara del apoyo. Siendo el esfuerzo cortante en esa sección:

$$v_d = \frac{V_d}{L*d} \quad (45)$$

donde:

L = es la longitud de la zapata en pies.

d = el peralte efectivo de la zapata en pies.

V_d = es la fuerza cortante total que es igual al esfuerzo último (f_{su}) por la superficie ($a*L$), siendo la superficie $a = \frac{(L - b)}{2} - d$,

es decir que $V_d = f_{su} * (a*L)$.

Sustituyendo en la ecuación 45 nos queda:

$$v_d = \frac{f_{su} * (a*L)}{L*d} \quad (46)$$

$$v_d = \frac{f_{su} * [(L - b)/2 - d]}{d}$$

donde $v_d = K/\text{pie}^2$, que como se dijo antes debe ser igual o menor que v_c .

F. Esfuerzo Flexionante

El diseño de la zapata para soportar los esfuerzos flexionantes es similar al de una losa en voladizo en la cual el momento máximo $M_u = w*J^2/2$ en donde $w = f_{su} * L$ y $J = (L-b)/2$, quedando el momento en $K*\text{pie}$, sustituyendo nos queda el momento último igual a:

$$M_u = \frac{f_{su} * L * [(L - b)/2]^2}{2} \quad (47)$$

Conociendo el momento (M_u) se puede determinar el área de acero que se distribuirá en toda la sección, ya que se conoce la sección que en este caso es $L*d$, y aplicando la ecuación cuadrática (ecuación 21, numeral 5.3.3), que sustituyendo $b = L$ nos queda:

$$\frac{\phi * f_y^2 * A_s^2}{1.7 * f'_c * L} - \phi * f_y * d * A_s + M_u = 0 \quad (48)$$

Siendo la zapata cuadrada, el mismo armado corresponde a ambos sentidos. La falla debe ser dúctil por lo tanto el porcentaje máximo (P_{\max}) es 0.50 P_b y el área de acero máxima $A_{s\max} = P_{\max} * L * d$ y $A_{s\min} = 0.002 * L * t$ donde t es el peralte total de la zapata.

El armado de la zapata será una lama en la parte inferior ya que es la zona a tensión.

CAPITULO VI

RECOMENDACIONES

6. RECOMENDACIONES

En el del presente estudio se desarrollaron todos los temas que actualmente se imparten en los cursos de Diseño Estructural I, II y III, fundamentalmente para que los estudiantes de Arquitectura puedan comprenderlos y que los tomen en cuenta en sus proyectos. A continuación se presentan las recomendaciones mas importantes.

- En las etapas del desarrollo de un proyecto, una de las mas importantes es el diseño estructural. Esta tiene especial importancia en la etapa de diseño arquitectónico porque se debe escoger el sistema y modelo estructural que mas se adecúe al proyecto que se este trabajando, de acuerdo a su eficiencia y menor costo. Una buena selección en esta etapa ahorrará tiempo y esfuerzos en el diseño estructural porque será el más racional y lógico por lo tanto no existirán dificultades en el calculo. Si esta selección no hace en la etapa del diseño arquitectónico o la selección no es la adecuada, será necesario replantear el sistema estructural, el diseño arquitectónico o continuar el diseño estructural con soluciones que finalmente serian muy costosas, solución que contradice los principios de un buen diseño estructural.
 - En el desarrollo del diseño estructural, el estudiante deberá hacer uso de su criterio y buen juicio en la toma de decisiones importantes como cargas a usar, secciones a asumir, métodos de análisis estructural etc., decisiones que serán las mas adecuadas en cuanto mayor sea la profundidad del estudio así como la experiencia que pueda tener, es decir que su destreza en diseño estructural la adquirirá con la práctica del mismo.
 - Muchos de los temas de diseño estructural requieren de un gran numero de cálculos que pueden dar lugar a cometer errores involuntarios que redunden en el resultado, motivo por el cual se recomienda que al final se verifiquen y se validen los resultados.
 - Muchos de los temas tratados en el presente estudio, dada su extensión y complejidad, podrian ser cada uno motivo de un estudio mas profundo en futuros temas de tesis, para los cuales el presente estudio podria servir de punto de partida.
 - Se recomienda que el estudiante repase los conceptos básicos de Resistencia de Materiales y Análisis Estructural para una mejor comprensión del Diseño Estructural.
 - Se recomienda que previo a hacer el Análisis de una estructura se tenga claridad en el sistema estructural a usar así como del estudio de las cargas actuantes en la misma por franja tributaria, ancho tributario, área tributaria etc., haciendo los esquemas necesarios que contribuyan al entendimiento del mismo.
- La práctica del diseño estructural, debe evitarse que se vuelva un proceso mecánico ya que la solución de los diferentes problemas requiere siempre de un Análisis específico, en donde un buen razonamiento proporcionará mejores resultados.
- Finalmente se recomienda una revisión periódica de los contenidos de los cursos de diseño estructural de la Facultad de Arquitectura con el propósito de incluir el diseño de otros sistemas y modelos estructurales que respondan a las necesidades de la población guatemalteca haciendo uso de nuevas tecnologías, para que los estudiantes puedan utilizarlos en el desarrollo de sus proyectos.

CAPITULO VII

BIBLIOGRAFIA

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
Biblioteca Central

7. BIBLIOGRAFIA

Análisis Elemental de Estructuras

Norris y Wilbur, Versión Español Mariano Baratech,
España, McGraw-Hill, 1969

Análisis Estructural

Jack McCormac, Versión Español Jorge Angeles Alvarez,
México, Harla, 1983

Building Code Requeriments for Reinforced Concrete (ACI 318-77)
American Concrete Institute,
Estados Unidos, 1977

Calculo de Pórticos de Varios Pisos

G. Kani, Versión Español Enrique Rodon,
España, Reverte, 1979.

Continuity in Concrete Building Frames

Portland Cement Association (PCA),
Estados Unidos, 1959.

Design Hanbook Volume 2 - Columns in Acordance With the Stregth
Design Method of ACI 318-77

American Concrete Institute,
Estados Unidos, Library of Congress, 1978.

Design of Concrete Structures

George Winter & Arthur H. Nilson,
Estados Unidos, McGraw-Hill, 1977.

Diseño de Estructuras Metálicas

Jack McCormac, Versión Español Luciano Segura,
México, Representaciones y Servicios de Ingeniería, 1972.

Diseño Simplificado de Armaduras de Techo para Arquitectos y
Constructores

Harry Parker, Versión Español Luis González Sanchez,
México, Limusa, 1979.

Diseño Simplificado de Estructuras de Madera

Harry Parker, Versión Español José Luis Lepe Saucedo,
México, Limusa, 1984.

Estructuras Continuas de Hormigón Armado

Hardy Cross & Newlin Morgan,
Madrid, Dossat S.A., 1961.

Hacia un Nuevo Enfoque del Diseño Estructural al Estudiante de
Arquitectura

Arqs. Magaly Soto & Regina Rivera, Tesis de Grado,
Guatemala.

Ingeniería Simplificada para Arquitectos y Constructores
Harry Parker, Versión Español José Luis Flores,
México, Limusa, 1981.

Introducción a la Tipología de Estructuras
Arq. Jorge Escobar, Plus Ultra S. A., 1985
Guatemala.

Manual of Steel Construction
American Institute of Steel Construction, Inc.,
Estados Unidos, 1970.

Notes on ACI 318-71 Building Code Requirements With Design
Applications
Portland Cement Association (PCA),
Estados Unidos, Library of Congress, 1972.

Recommended Lateral Force Requirements And Comentary
Structural Engineers Association of California (SEAC),
Estados Unidos, 1974.

Reglamento de las Construcciones de Concreto reforzado (ACI
318-77)
Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto A.C.
México, 1984.

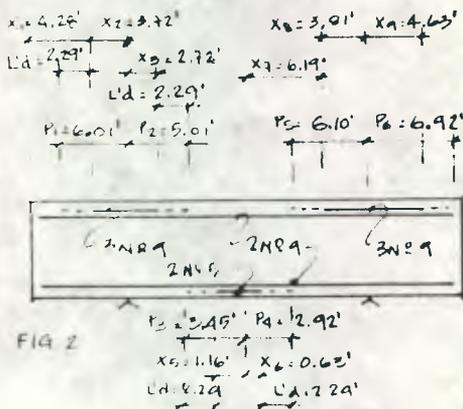
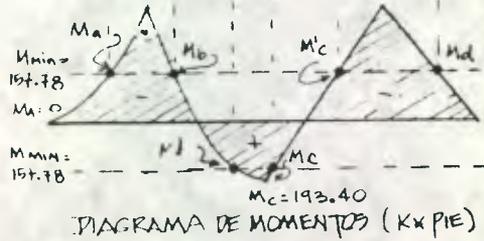
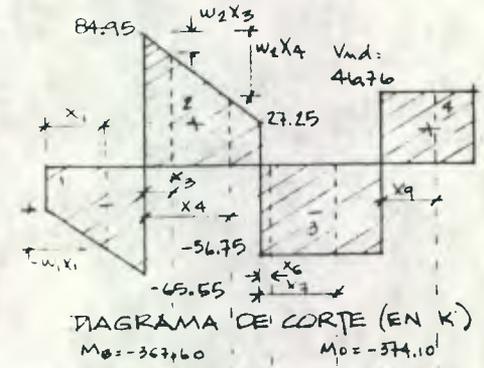
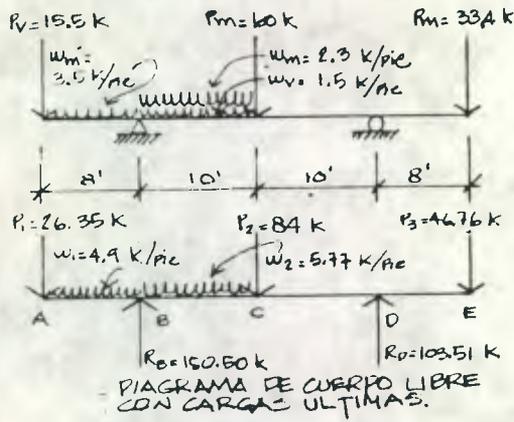
Sistemas Estructurales en Arquitectura
Arq. Jorge Escobar, Tesis de Grado, 1973
Guatemala.

Uniform Building Code
International Conference of Building Officials,
Estados Unidos, Library of Congress, 1982.

ANEXOS

ANEXO A: EJEMPLOS

ANEXO B: TABLAS Y GRAFICAS .



Diseñar la siguiente viga en concreto reforzado de manera que no sea necesario chequear deflexiones. Los materiales a usar tienen los siguientes esfuerzos: $f'c = 3 \text{ K/pulg}^2$ y $f_y = 40 \text{ K/pulg}^2$.

1) Determinar cargas últimas:

$$\begin{aligned}
 P_{u1} &= 15.5 * 1.7 = 26.35 \text{ K} \\
 P_{u2} &= 60.0 * 1.4 = 84 \text{ K} \\
 P_{u3} &= 33.4 * 1.4 = 46.76 \text{ K} \\
 w_{u1} &= 3.5 * 1.4 = 4.9 \text{ K/pie} \\
 w_{u2} &= 2.3 * 1.4 + 1.5 * 1.7 = 5.77 \text{ K/pie}
 \end{aligned}$$

2) Determinar diagramas de corte y momento:
Calculo de Reacciones: R_b y R_d

Como la viga es estáticamente determinada se pueden aplicar las ecuaciones de estática para determinar las reacciones: $\sum F_x = 0$, $\sum F_y = 0$ y $\sum M = 0$.

$$\begin{aligned}
 \sum M_b &= 0 \\
 0 &= -26.35 * 8 - 4.9 * 8 * 4 + 5.77 * 10 * 5 + 84 * 10 - R_d * 20 + 46.76 * 28 \\
 R_d &= 103.51 \text{ K}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sum M_a &= 0 \\
 0 &= -26.35 * 28 - 4.9 * 8 * 24 + R_b * 20 - 5.77 * 10 * 15 - 84 * 10 + 46.76 * 8 \\
 R_b &= 150.50 \text{ K}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sum F_y &= 0 \\
 0 &= -26.35 - 4.9 * 8 - 5.77 * 10 - 84 - 46.76 + 103.51 + 150.50
 \end{aligned}$$

3) Determinar la sección de la viga.

La sección de la viga se determina con el mayor momento (M_u) en toda la viga expresado en $\text{K} * \text{pie}$ en valor absoluto: $M_u = 374.10 \text{ K} * \text{pie} * 12 = 4489.20 \text{ K} * \text{pulg}$. En este caso se tiene el momento y se tiene que diseñar para no chequear deflexiones, se puede encontrar la sección aplicando las ecuaciones 22a que nos garantiza una falla dúctil.

$$\begin{aligned}
 P_{def} &= 0.18 * f'c / f_y = 0.18 * 3 / 40 \\
 P_{def} &= 0.0135
 \end{aligned}$$

$$b * d^2 = \frac{M_u}{\phi * P * f_y * (1 - \frac{P * f_y}{1.7 * f'c})}$$

si $P = P_{def}$ y el factor de reducción de capacidad por ser un elemento sometido a flexión $\phi = 0.90$

$$b*d^2 = \frac{4489.20}{0.9*0.0135*40*(1-(0.0135*40)/(1.7*3))}$$

$$b*d^2 = 10330.90 \text{ pulg}^3$$

La ecuación anterior es una ecuación con dos incógnitas, si suponemos que la sección tenga un peralte efectivo (d) igual a dos veces el ancho (b), es decir $d = 2b$, sustituyendo tenemos:

$$b * (2*b)^2 = 10330.90$$

$$b * 4*b^2 = 10330.90$$

3

$$4*b^3 = 10330.90$$

3

$$b = \sqrt[3]{(10330.90/4)}$$

$$b = 13.72 \text{ pulg}$$

$$d = 2*b = 2 * 13.72 = 27.44 \text{ pulg}$$

La sección a usar en toda la viga es $b = 13.72 \text{ pulg}$ y $d = 27.44 \text{ pulg}$.

4) Determinar el área de acero del refuerzo longitudinal.

Las áreas de acero se determinan para cada momento máximo sea positivo o negativo. Todos los momentos se usan en valor absoluto y el signo indica los puntos en tensión de la viga.

4.1 Área de acero para el momento en el punto "D" de la viga.

Este momento fue el que se utilizó para determinar la sección, por lo tanto se puede encontrar el área de acero aplicando la ecuación 17.

$P = A_s / (b*d)$, despejando A_s nos queda:

$$A_s = P*b*d$$

$$A_s = 0.0135*13.72*27.44$$

$$A_s = 5.08 \text{ pulg}^2$$

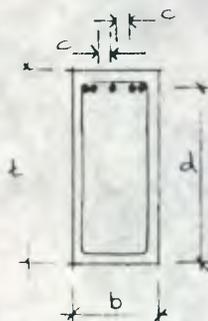


FIG. A

Con el propósito de chequear si caben las barras en la sección encontrada se puede hacer un ensayo con el área de acero. Para cubrir 5.08 pulg^2 de acero se pueden poner 5 No. 9 con las cuales tendríamos un área de $5 * 1.00 \text{ pulg}^2 = 5.00 \text{ pulg}^2$. (Según Tabla 11 del Anexo B)

Haciendo una distribución como la mostrada en la figura, usando estribos No. 3, podemos chequear que el menor espacio (c) no debe ser menor a 1 pulg, para garantizar que el concreto cubrirá todas las barras de acero.

$$c = (b - 2 \text{ recubrimientos} - 2 \text{ diámetros estribos} - \text{diámetros de refuerzo}) / 2$$

$$c = (13.72 - 2*1.5 - 2*(3/8) - 5*(9/8)) / 2$$

$c = 2.17 \text{ pulg} > 1 \text{ pulg}$, es decir que la distribución es correcta, de lo contrario hubiera sido necesario buscar otra distribución de barras.

4.2 Determinar el área de acero para el momento en del punto B:

$M_u = 367.6 \text{ K*pie} * 12 = 4411.12 \text{ K*pulg}$. En este caso ya conocemos la sección, usando la ecuación 21 se puede determinar el área de acero. Esta área garantizará una falla dúctil porque el porcentaje usado para determinar la sección es menor que el porcentaje máximo.

$$\frac{\phi fy^2 *}{1.7 * f'c * b} As^2 - \phi fy * d * As + Mu = 0$$

$$A = \frac{\phi fy^2}{1.7 * f'c * b} = \frac{0.90 * 40^2}{1.7 * 3 * 13.72} = 20.58 \text{ K/pulg}^3$$

$$B = \phi fy * d = 0.90 * 40 * 27.44 = 987.84 \text{ K/pulg}$$

$$C = Mu = 4411.2 \text{ K * pulg}$$

$$20.58 As^2 - 987.84 As + Mu = 0$$

$$20.58 As^2 - 987.84 As + 4411.2 = 0$$

$$As = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4 * A * C}}{2 * A}$$

$$As = \frac{-(-987.84) \pm \sqrt{((-987.84)^2 - 4 * 20.58 * 4411.2)}}{2 * 20.58}$$

$$As = \frac{987.84 \pm 782.75}{41.16}$$

$$As1 = \frac{987.84 + 782.75}{41.16} = 43.02 \text{ pulg}^2$$

$$As2 = \frac{987.84 - 782.75}{41.16} = 4.98 \text{ pulg}^2$$

De las dos respuestas anteriores se escoge la menor porque no hay necesidad de poner mayor área de acero que esta, por lo que se puede generalizar el uso en todos los casos de la respuesta obtenida con el signo negativo.

4.3 Determinar el área de acero para el momento en del punto D:

Mu = 193.40 K * pie * 12 = 2320.8 K * pulg. El procedimiento es igual al caso anterior.
As = 2.48 pulg².

5. ESQUEMA DE LAS BARRAS LONGITUDINALES

El armado de la viga deberá llenar los requerimientos de adherencia y anclaje. Se colocaran dos barras corridas arriba y abajo que cubran el área de acero mínima. (fig. 2)

$$As_{min} = P_{min} * b * d$$

$$\text{si } P_{min} = 200 / f_y = 200 / 40000 = 0.005$$

$$As_{min} = 0.005 * 13.72 * 27.44$$

$$As_{min} = 1.88 \text{ pulg}^2$$

Si se colocan dos barras No. 9 tendríamos 2 pulg² > 1.88 pulg², por lo tanto se pondrán 2 No. 9 corridas arriba y otras 2 abajo, también corridas.

5.1 Esquema en el punto B de la viga.

El área de acero necesaria en ese punto es 4.98 pulg², si las barras corridas tienen 2 pulg², hace falta colocar 4.98 - 2.00 = 2.98 pulg², área que puede cubrirse colocando bastones. Se colocaran 3 No. 9 que dan un área de 3 pulg² > 2.98 pulg². Los bastones deben ser colocados a partir de los puntos en los cuales las barras corridas

no soporten los momentos. Para determinar estos puntos, se encontrará el momento que resisten las barras corridas que tienen un área de 2 pulg², para lo cual se usará la siguiente ecuación determinada en el numeral 4.2 del presente ejemplo.

$$20.58 A_s^2 - 987.84 A_s + M_u = 0$$

Despejando M_u tenemos:

$$M_u = 987.84 A_s - 20.58 A_s^2$$

$$\text{si } A_s = 2 \text{ pulg}^2$$

$$M_u = 987.84 * 2 - 20.58 * 2^2$$

$$M_u = 1893.36 \text{ K*pulg}/12 = 157.78 \text{ K*pie}$$

5.1.1 Longitud hasta donde teóricamente son necesarios los bastones

Conociendo el momento que resisten las barras corridas se puede encontrar la longitud X_1 utilizando el diagrama de corte, sabiendo que el momento en un punto determinado de la viga (M_a), es igual al momento en un punto anterior (M_A) más el área del diagrama de corte comprendido entre esos puntos (a, A). En este caso el $M_a = -157.78 \text{ K*pie}$ y $M_A = 0$ (ver diagrama de momentos), tenemos entonces:

$$-157.78 = 0 + (-26.35 + (-26.35 - w_1 * X_1)) * X_1 / 2$$

$$\text{Si } w_1 = 4.9 \text{ K/pie}$$

$$2 * -157.78 = -26.35 * X_1 - 26.35 * X_1 - 4.9 * X_1^2$$

$$-315.56 = -52.70 * X_1 - 4.9 * X_1^2$$

$$4.9 * X_1^2 + 52.70 * X_1 - 315.56 = 0$$

$$X_1 = \frac{-52.7 \pm \sqrt{(52.70^2 - 4 * 4.9 * -315.56)}}{2 * 4.9}$$

$$X_{1a} = \frac{-52.70 + 94.67}{9.8} = 4.28 \text{ pie}$$

$$X_{1a} = \frac{-52.70 - 94.67}{9.8} = -15.04 \text{ pie}$$

Tomar $X_1 = 4.28 \text{ pie}$

Conociendo X_1 se puede calcular X_2 :

$$X_2 = 8 \text{ pie} - 4.28 \text{ pie} = 3.72 \text{ pie}$$

La longitud X_3 se puede calcular de igual manera como se calculó X_1 . En este caso $M_b = -157.78 \text{ K*pie}$ y $M_A = -367.60 \text{ K*pie}$.

$$-157.78 = -367.60 + (84.95 + (84.95 - w_2 * X_3)) * X_3 / 2$$

$$\text{Si } w_2 = 5.77 \text{ K/pie}$$

$$(367.60 - 157.78) * 2 = 84.95 * X_3 + 84.95 * X_3 - 5.77 * X_3^2$$

$$5.77 * X_3^2 - 169.9 * X_3 + 419.64 = 0$$

$$X_3 = \frac{-(-169.9) \pm \sqrt{(169.9^2 - 4 * 5.77 * 419.64)}}{(2 * 5.77)}$$

$$X_3 = 2.72 \text{ pie}$$

Los puntos anteriores son los puntos en donde teóricamente son necesarios los bastones, pero debe agregarse una distancia ($L'd$) igual al peralte efectivo "d", 12 diámetros de la barra o la luz entre 16:

$$L'd = d = 27.44 \text{ pulg}/12 = 2.29 \text{ pie}$$

$$L'd = 12(9/8) = 13.5 \text{ pulg}/12 = 1.13 \text{ pie}$$

$$L'd = 20/16 = 1.25 \text{ pie}$$

de los valores anteriores tomar el mayor: $L'd = 2.29 \text{ pie}$, quedando finalmente así las longitudes:

$$P1 = X2 + L'd = 3.72 \text{ pie} + 2.29 \text{ pie} = 6.01 \text{ pie}$$

$$P2 = X3 + L'd = 2.72 \text{ pie} + 2.29 \text{ pie} = 5.01 \text{ pie}$$

5.1.2 Longitud de desarrollo (Ld)

La longitud de desarrollo se calcula con las ecuaciones 30c y 30d porque los bastones están a tensión.

$$Ld = \frac{0.04 * A_b * f'_y}{f'_c} = \frac{0.04 * 1.00 \text{ pulg}^2 * 40000 \text{ \#/pulg}^2}{\sqrt{3000} \text{ \#/pulg}^2}$$

$$Ld = 29.21 \text{ pulg}/12 = 2.43 \text{ pie}$$

$$Ld = 0.0004 * d_b * f_y = 0.0004 * (9/8) * 40000 \text{ \#/pulg}^2$$

$$Ld = 18 \text{ pulg}/12 = 1.5 \text{ pie}$$

Tomar la mayor: $Ld = 2.43 \text{ pie}$

Factores que modifican Ld:

1. Barras de la cama superior $f = 1.4$
5. Cuando hay mas refuerzo que el requerido

$$f = \frac{A_s \text{ requerido}}{A_s \text{ colocado}} = \frac{4.98 \text{ pulg}^2}{5.00 \text{ pulg}^2} = 0.996$$

$$Ld = 2.43 \text{ pie} * 1.4 * 0.996 = 3.39 \text{ pie}$$

La longitud de desarrollo debe chequearse a partir de donde es máximo el requerimiento del acero, es decir a partir del punto B. En ese punto ya se tiene la longitud P1 y P2.

$$P1 = 6.01 \text{ pie} > Ld = 3.39 \text{ pie}, \text{ dejar } P1$$

$$P2 = 5.01 \text{ pie} > Ld = 3.39 \text{ pie}, \text{ dejar } P2$$

Las longitudes de los bastones en los puntos C y D de la viga se determinaron siguiendo este mismo procedimiento razón por la cual únicamente se presentan los resultados.

6. DISEÑO DE ESTRIBOS

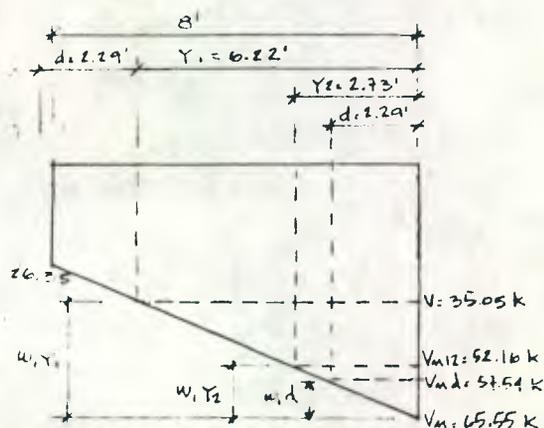


FIG 3

Los estribos se determinan de acuerdo al diagrama de corte y debe hacerse para todas las áreas de dicho diagrama, sean estas positivas o negativas, las cuales se tomaran en valor absoluto.

6.1 Diseño de estribos para el área 1. (fig. 3)

A. Determinar si la viga necesita estribos. La viga necesitará estribos si el esfuerzo cortante del concreto (v_c) es menor que el esfuerzo cortante de la viga a una distancia "d" del apoyo de la viga (v_{ud}).

A.1 Esfuerzo que resiste el concreto (vc)

$$vc = 2\phi * f'c = 2 * 0.85 * \sqrt{3000} \text{ \#/pulg}^2$$

$$vc = 93.11 \text{ \#/pulg}^2$$

A.2 Esfuerzo ultimo a una distancia "d" del apoyo (vud)

$$vud = Vud / (b * d) \quad \text{donde: } Vud \text{ es la fuerza de corte a una distancia "d", } b = 13.72 \text{ pulg y } d = 27.44 \text{ pulg} = 2.29 \text{ pie}$$

$$Vud = V - wd = 65.55 - 3.5 * 2.29$$

$$Vud = 57.54 \text{ K}$$

$$vud = 57.54 / (13.72 * 27.44)$$

$$vud = 0.152 \text{ K/pulg}^2 = 152.84 \text{ \#/pulg}^2$$

La viga en el área de estudio tiene un esfuerzo cortante (vud) igual a 152.84 #/pulg² y el concreto solo puede resistir hasta un esfuerzo (vc) igual a 93.11 #/pulg², entonces:

$$vc = 93.11 \text{ \#/pulg}^2 < vud = 152.84 \text{ \#/pulg}^2, \text{ esto quiere decir que si hay grieta diagonal por lo tanto deben colocarse estribos.}$$

B. Separación máxima de estribos (Smáx)

$$vc = 93.11 \text{ \#/pulg}^2 < vud = 152.84 \text{ \#/pulg}^2 < 6\phi * f'c = 6 * 0.85 * \sqrt{3000} = 279.34 \text{ \#/pulg}^2$$

entonces, usando estribos No. 3 la separación máxima será:

$$Smáx = d/2 = 27.44/2 = 13.72 \text{ pulg}$$

$$Smáx = Av * fy / (50 * b) = 2 * 0.11 * 40000 / (50 * 13.72) = 12.82 \text{ pulg}$$

de los dos valores anteriores usar el menor: Smáx = 12.82 12 pulg

El diámetro del estribo a usar puede ser número 3 o número 4, el cual se puede escoger dependiendo de la magnitud del esfuerzo cortante de la viga ya que se pueden dar casos en los cuales la separación de los mismos usando No. 3 sea menor que una pulgada y no permita el paso del concreto para cubrir los estribos y garantizar una correcta adherencia, siendo necesario usar mejor estribos No. 4 y lograr una mayor separación. En este caso se usaran estribos No. 3.

C. Distancia a partir del apoyo hasta donde el concreto ya no soporta el esfuerzo cortante de la viga (Y1).

Esta distancia se puede encontrar en el diagrama de corte si se conoce la fuerza de corte del concreto (Vc).

$$Vc = vc * b * d = 93.11 * 13.72 * 27.44$$

$$Vc = 35053 \text{ \#} = 35.05 \text{ K}$$

$$Vu - Vc = wu * Y1, \text{ despejando } Y1 \text{ nos queda:}$$

$$Y1 = (Vu - Vc) / wu = (65.55 - 35.05) / 4.9$$

$$Y1 = 6.22 \text{ pie}$$

En toda esta longitud es necesario poner estribos, pero según el código ACI deben ponerse estribos una distancia igual al peralte efectivo (d) más allá de donde no son requeridos. La distancia total es $Y1 + d = 6.22 + 2.29 = 8.51 \text{ pie}$.

Por otro lado ya se había calculado que deben colocarse estribos a una separación máxima de 12 pulg, por lo tanto se puede encontrar el esfuerzo que resisten los estribos con esta separación (v_{u12}).

D. Determinar el esfuerzo (v_{u12}) con estribos No. 3 a una separación máxima.

Usando la ecuación 30a tenemos:

$$v_u = v_c + \frac{\phi * A_v * f_y}{S * b} \quad \text{si } v_u = v_{u12}, \text{ entonces:}$$

$$v_{u12} = v_c + \frac{\phi * A_v * f_y}{S * b} = 93.11 + \frac{0.85 * 0.22 * 40000}{12 * 13.72}$$

$$v_{u12} = 138.54 \text{ \#/pulg}^2$$

E. Distancia (Y_2) a partir del apoyo hasta donde los estribos colocados a la separación máxima ya no soportan el esfuerzo cortante de la viga. Esta se puede encontrar conociendo la fuerza que resisten los estribos (V_{u12}) a la separación máxima.

$$V_{u12} = v_{u12} * b * d = 138.54 * 12.72 * 27.44$$

$$V_{u12} = 52157 \text{ \#} = 52.16 \text{ K}$$

$$V_u - V_{u12} = w_u * Y_2 \quad \text{despejando } Y_2 \text{ nos queda:}$$

$$Y_2 = (V_u - V_{u12}) / w_u = (65.55 - 52.16) / 4.9$$

$$Y_2 = 2.73 \text{ pie}$$

En toda esta longitud los estribos deben colocarse a una separación menor debido a que al ponerlos a la separación máxima no soportaría el esfuerzo cortante de la viga.

F. Separación de los estribos a partir del apoyo (S_d)

Esta separación puede encontrarse por medio de la ecuación 30b

$$S = \frac{\phi * A_v * f_y}{(v_u - v_c) * b} \quad \text{Si } S = S_d \text{ y } v_u = v_{ud}, \text{ tendremos:}$$

$$S_d = \frac{\phi * A_v * f_y}{(v_{ud} - v_c) * b} = \frac{0.85 * 0.22 * 40000}{(152.84 - 93.11) * 13.72}$$

$$S_d = 9.12 \text{ pulg} \quad 9 \text{ pulg}$$

G. Distribución de estribos

El primer estribo debe ponerse a $S_d/2 = 9/2 = 4.5$ pulg 4 pulg. A continuación los estribos con separación a 9 pulg hasta completar la distancia $Y_2 = 2.37$ pie = 28.44 pulg, siendo en número de estribos:

$$\text{No. Est} = (28.44 \text{ pulg} - 1 \text{ Est.} * 4 \text{ pulg}) / 9 \text{ pulg} = 2.71 \quad 3 \text{ Est. a } 9 \text{ pulg.}$$

Los demás estribos se colocarán a la separación máxima = 12 pulg, hasta cubrir la longitud $Y_1 = 8.51$ pie = 102.12 pulg.

$$\text{No. Est} = (102.12 \text{ pulg} - 4 \text{ pulg} - 3 \text{ Est.} * 9 \text{ pulg}) / 12 \text{ pulg} = 5.92 \quad 6 \text{ Est. a } 12 \text{ pulg}$$

Quedando la distribución de estribos a partir del apoyo para el área 1 de la siguiente manera:

Estribos No. 3: 1 a 4 pulg, 3 a 9 pulg y el resto a 12 pulg. es decir
Estribos No. 3: 1 a 10 cm, 3 a 22 cm y el resto a 30 cm.

6.2 Diseño de estribos para el área No. 2

El diseño de estribos para esta área se hace siguiendo el mismo procedimiento que el del área No. 1, razón por la cual únicamente se dan los resultados.

Estribos No. 3: 1 a 2 pulg, 14 a 5 pulg y el resto a 12 pulg. es decir
Estribos No. 3: 1 a 5 cm, 14 a 12 cm y el resto a 30 cm.

6.3 Diseño de estribos para el área No. 3.

A. Determinar si necesita estribos

$$vud = Vud / (b * d) = 56.75 / (13.72 * 27.44)$$
$$vud = 0.150 K/pulg^2 = 150.07 \# / pulg^2$$

$$vc = 93.11 \# / pulg^2 < vud 150.07 \# / pulg^2$$

lo cual indica que la viga si necesita estribos.

B. Separación máxima de estribos (Smax)

$$vc = 93.11 \# / pulg^2 < vud 150.07 \# / pulg^2 < 6 * \phi * f'c = 279.34 \# / pulg^2$$

Si se usan estribos No. 3 la separación máxima será:

$$S_{m\acute{a}x} = d / 2 = 27.44 / 2 = 13.72 \text{ pulg}$$
$$S_{m\acute{a}x} = A_v * f_y / (50 * b) = 2 * 0.11 * 40000 / (50 * 13.72) = 12.82 \text{ pulg}$$

de los dos valores anteriores usar el menor: S_{máx} = 12.82 12 pulg

C. Separación de los estribos a partir del apoya (Sd)

$$S_d = \frac{\phi * A_v * f_y}{(vud - vc) * b} = \frac{0.85 * 0.22 * 40000}{(150.07 - 93.11) * 13.72}$$

$$S_d = 9.57 \text{ pulg } 9 \text{ pulg}$$

D. Distribución de los estribos:

El primer estribo debe ponerse a S_d/2 = 9/2 = 4.5 pulg 4 pulg. A continuación los estribos con separación a 9 pulg hasta completar la distancia = 10 pie = 120 pulg, siendo en numero de estribos:

$$No. Est = (120 \text{ pulg} - 1 \text{ Est.} * 4 \text{ pulg}) / 9 \text{ pulg} = 12.89 \text{ } 13 \text{ Est. a } 9 \text{ pulg}$$

Quedando la distribución de estribos a partir del apoyo para el área 1 de la siguiente manera:

Estribos No. 3: 1 a 4 pulg, 13 a 9 pulg. es decir
Estribos No. 3: 1 a 10 cm, 13 a 22 cm.

6.4 Diseño de estribos para el área No. 4

El diseño de estribos para esta área se hace siguiendo el mismo procedimiento que el del área No. 3, razón por la cual únicamente se dan los resultados.

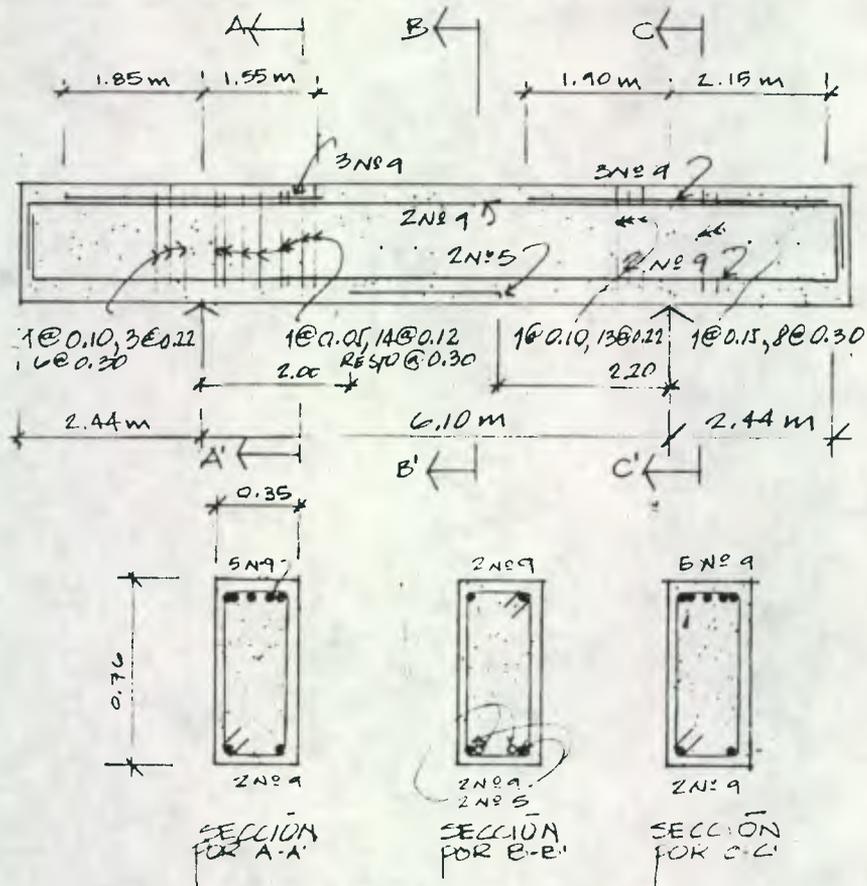
Estribos No. 3: 1 a 6 pulg, el resto a 12 pulg. es decir
 Estribos No. 3: 1 a 15 cm, el resto a 30 cm.

7. DETERMINAR EL PERALTE TOTAL DE LA VIGA (t)

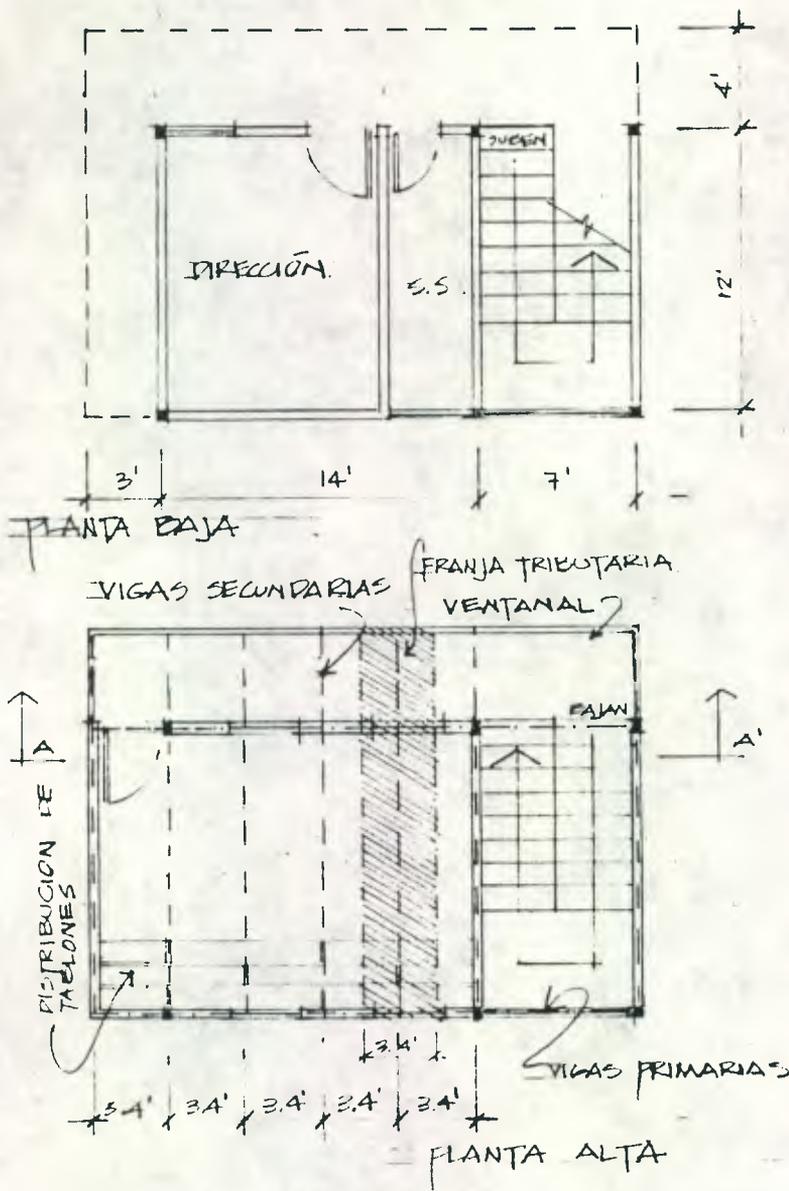
$$t = d + 1/2 \text{ ref.} + \text{diam. de est.} + \text{rec}$$

$$t = 27.44 + 1/2 (9/8) + 3/8 + 1 1/2$$

$$t = 29.88 \text{ pulg} = 75.88 \text{ cm} = 76 \text{ cm}$$



EJEMPLO 2



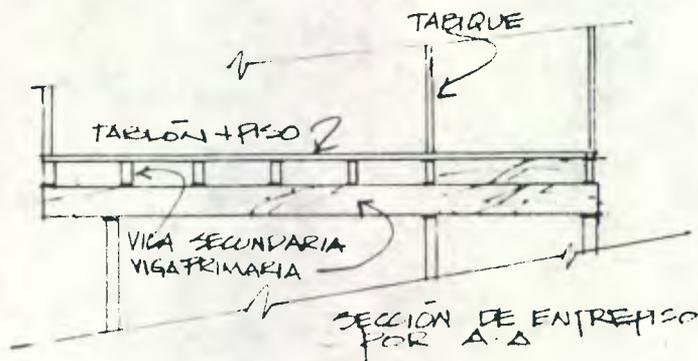
Diseñar el entrepiso siguiente que corresponde a un salón de clase y será construido en madera de cipres grado B. Usar tablón de 2 pulg. y piso de madera de 1/2 pulg.

Después del diseño arquitectónico se inicia el diseño estructural con la prefiguración, con lo cual se tendrá la ubicación de las columnas cuya función será transmitir las cargas producidas por el techo y el entrepiso directamente a la cimentación. Posteriormente se hace la distribución de los elementos que formarán el entrepiso colocando las vigas primarias sabiendo que su función es transmitir las cargas actuantes a las columnas. Se ubican también las vigas secundarias que transmitirán las cargas producidas en el entablado a las vigas primarias, las cuales serán colocadas en forma perpendicular a estas. Finalmente se coloca el entablado y el piso.

El proceso que se sigue para el dimensionamiento de los elementos del entrepiso se inicia con el diseño del tablón del cual se conoce la sección. Conociendo la sección se determina la máxima luz entre los apoyos del tablón, dimensión que servirá de límite en la distribución de vigas secundarias.

1. DISEÑO DE TABLON

El tablón a usar tiene una sección rectangular nominal de $b = 12$ pulg. de ancho y $d = 2$ pulg. de peralte cuya sección efectiva es $b = 12$ pulg. y $1 \frac{5}{8}$ pulg. El comportamiento del tablón es igual al de una viga, por lo tanto se diseña de igual manera.



1.1 Determinar cargas muertas y vivas

A) Cargas muertas (w_m)

$w_{\text{tablón}} = \text{espezor} * \text{peso específico}$
Si el peso específico del Cipres es 32 #/pie³, según tabla 3 del Anexo B, tenemos

$$\begin{aligned} w_{\text{tablón}} &= (1 \frac{5}{8})/12 * 32 = 4.33 \text{ \#/pie}^2 \\ w_{\text{piso}} &= (1/2)/12 * 32 = 1.33 \text{ \#/pie}^2 \\ w_m &= 5.66 \text{ \#/pie}^2 \end{aligned}$$

B) Cargas vivas (w_v)

Según la tabla 2 del Anexo B la carga viva para salón de clase es: $w_v = 100 \text{ \#/pie}^2$

C) Carga total (w_t)

$$w_t = w_v + w_m = 5.66 \text{ \#/pie}^2 + 100 \text{ \#/pie}^2 = 105.66 \text{ \#/pie}^2$$

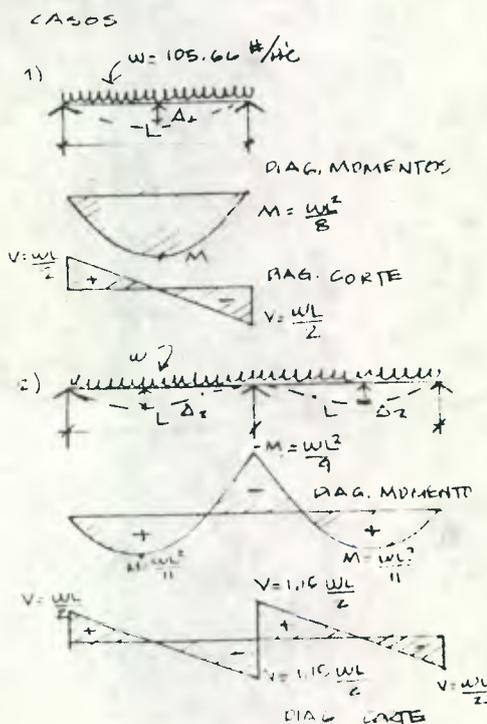
Es decir que en cada pie² del tablón actúa una carga de 105.66 #. Como el tablón tiene un ancho de 12 pulg = 1 pie, se puede encontrar la carga para una franja tributaria de un 1 pie de ancho.

$$w = w_t * \text{ancho} = 105.66 \text{ \#/pie}^2 * 1 \text{ pie} = 105.66 \text{ \#/pie}$$

1.2 Determinar la separación máxima de apoyos.

La separación máxima de los apoyos será aquella que garantice que el tablón soportará los esfuerzos flexionantes y cortantes y que tenga una deflexión admisible. Generalmente lo más crítico en el tablón es la deflexión por su escaso peralte, por lo que a partir de ella se determinará la máxima separación de los apoyos (L).

1.2.1 Deflexión



$$\Delta r_1 = \frac{5 * w * L^4}{384 * E * I} \quad \text{y} \quad \Delta r_2 = \frac{w * L^4}{185 * E * I}$$

De estas 2 flechas se tomará la mayor por ser la más crítica, si w , L , E , I , son iguales para ambos casos, se puede determinar cual es la más crítica utilizando los valores constantes, siendo la más crítica la flecha 1 (Δr_1). La flecha r_1 no debe ser mayor que la flecha admisible por lo tanto el caso más crítico será cuando sean iguales.

$$\Delta a = \Delta r_1$$

$$\frac{L}{360} = \frac{5 * w * L^4}{384 * E * I} \quad \text{despejando L nos queda:}$$

$$L = \sqrt[3]{((384 * E * I) / (360 * 5 * w))}$$

donde: $E = 1060000 \text{ H/pulg}^2$ (según tabla 3 del Anexo B)

$$I = \frac{b * d^3}{12} = \frac{12 * 1.625^3}{12} = 4.29 \text{ pulg}^4$$

$$w = 105.66 \text{ H/pie} = 8.81 \text{ H/pulg}$$

sustituyendo tenemos:

$$L = \sqrt[3]{((384 * 1060000 * 4.29) / (360 * 5 * 8.81))}$$

$$L = 47.96 \text{ pulg} = 3.99 \text{ pie}$$

La máxima luz que debe existir entre apoyos del tablón es 3.99 pie para que la flecha real sea igual a la admisible. Conociendo esta luz se puede hacer la distribución de vigas secundarias que son las que sirven de apoyo al tablón. Deberá considerarse además que también deben colocarse vigas secundarias bajo tabiques, con el propósito de que no transmitan cargas al tablón. Las demás vigas deben distribuirse equidistantes con una separación igual o menor que 3.99 pie.

1.2.2 Flexión

El tablón debe soportar los esfuerzos flexionantes, por lo tanto debe chequearse, de manera que sea igual o menor que el esfuerzo de trabajo a flexión del cipres grado B. El esfuerzo del tablón se determina con la ecuación 6 y 5.

$$M = f * S$$

$$f = M / S \quad \text{si } S = b * d^2 / 6 = 12 * 1.625^2 / 6 = 5.28 \text{ pulg}^3$$

y el momento (M) es el máximo momento flexionante de los dos casos, siendo el más crítico:

$$M = w * L^2 / 8 = 105.66 * 3.40^2 / 8 = 152.68 \text{ H*pie} = 1832.14 \text{ K*pulg}$$

sustituyendo tenemos:

$$f = 1832.14 / 5.28 = 346.99 \text{ H/pulg}^2 < 1580 \text{ H/pulg}^2$$

El esfuerzo a flexión producido por las cargas en el tablón es 346.99 H/pulg², el cual es menor que el esfuerzo de trabajo del cipres grado B que según la tabla 3 del Anexo B es 1580 H/pulg², por lo tanto el tablón si resiste dicho esfuerzo.

1.2.3 Corte

Además de la deflexión y flexión, el tablón también tiene que resistir los esfuerzos cortantes, este esfuerzo se determina con la ecuación 9.

$$v = \frac{3 * V}{2 * b * d} \quad \text{donde la fuerza de corte V debe ser la más crítica para los casos 1 y 2, es decir:}$$

La sección de la viga será aquella en la cual el esfuerzo a flexión sea menor o igual que el esfuerzo de trabajo del cipres grado B. Esta sección se puede encontrar proponiendo secciones hasta lograr el objetivo. También se puede encontrar tomando como máximo esfuerzo el esfuerzo de trabajo del cipres y encontrar el modulo de sección, así:

$$M = f * S \quad \text{despejando } S \text{ tenemos: } S = M/f$$

si M es el máximo momento de la viga: $M = 4766.33 \text{ \#*pie} = 57195.96 \text{ \#*pulg}$
y $f = 1580 \text{ \#/pulg}^2$, según la tabla 3 del Anexo B.

Sustituyendo tenemos:

$$S = 57195.96 \text{ \#*pulg} / 1580 \text{ \#/pulg}^2 = 36.20 \text{ pulg}^3$$

$$\text{si } S = b * d^2/6 \quad \text{sustituyendo tenemos: } 36.20 = b * d^2/6$$

La ecuación anterior se puede resolver proponiendo un valor para una incógnita y encontrar el valor de la otra. También se puede encontrar sustituyendo una en función de la otra, es decir, por ejemplo que $d = 2 * b$. Sustituyendo tenemos:

$$36.20 = b * (2*b)^2/6 \quad \text{despejando } b \text{ nos queda:}$$

3

$$b = \sqrt{(6*36.20)/4)}$$

$$b = 3.79 \text{ pulg}$$

El ancho efectivo que mas se aproxima es 3.625 pulg que corresponde a un ancho nominal de 4 pulg, si se sustituye $b = 3.625 \text{ pulg}$ en la ecuación tenemos:

$$36.20 = b * d^2/6$$

$$36.20 = 3.625 * d^2/6 \quad \text{despejado } d \text{ nos queda:}$$

$$d = \sqrt{(6*36.20)/3.625)}$$

$$d = 7.74 \text{ pulg}$$

El peralte obtenido se aproxima a un peralte efectivo 8 1/2 pulg que corresponde a un peralte nominal de 9 pulg, por lo tanto la sección nominal que llena los requerimientos a flexión es $b = 4 \text{ pulg}$ y $d = 9 \text{ pulg}$.

b) Corte

El esfuerzo cortante horizontal de la viga se determina con la ecuación 9.

$$v = \frac{3*V}{2*d*b}$$

donde V es la fuerza cortante más crítica.

Se ha determinado por ensayos de laboratorio que el corte critico es el que se presenta a una distancia igual al peralte efectivo "d" del apoyo.

$$V = 2515.47 - (0.7*365.08) = 2259.91 \text{ \#}$$

Sustituyendo

$$v = \frac{3 * 2259.91}{2 * 3.625 * 8.5} = 110.02 \text{ \#/pulg}^2 > 70 \text{ \#/pulg}^2 \quad \text{Aumentar sección}$$

El esfuerzo cortante de la viga 110.02 #/pulg² es mayor que el esfuerzo de trabajo paralelo a la veta del cipres 70 #/pulg². Esto indica que se debe aumentar la sección, probar con sección 5.5 pulg * 10.5 pulg.

$$v = \frac{3 * 2259.91}{2 * 5.5 * 10.5} = 58.70 \text{ \#/pulg}^2 < 70 \text{ \#/pulg}^2 \quad \text{La sección es correcta!!}$$

c) Deflexión

La viga tiene 2 flechas máximas, una producida en el voladizo y la otra en el tramo central. Si Δa_1 y Δa_2 son las flechas admisibles, tenemos:

$$\Delta a_1 = 12 * 12 / 360 = 0.40 \text{ pulg}$$

$$\Delta a_2 = 4 * 12 / 360 = 0.13 \text{ pulg}$$

y las flechas reales Δr_1 y Δr_2 son:

$$\Delta r_1 = \frac{w * L^4}{185 * e * I} = \frac{(365.08/12) * (12 * 12)^4}{185 * 1060000 * 530.58} = 0.13 \text{ pulg} < 0.40 \text{ pulg}$$

$$\Delta r_2 = \frac{w * L^4}{8 * E * I} + \frac{P * L^3}{3 * e * I} = \frac{L^3}{E * I} * (w * L / 8 + P / 3)$$

$$\Delta r_2 = \frac{(4 * 12)^3}{530.58 * 1060000} * (365.08 / 12 * (4 * 12) / 8 + 344.3 / 3) = 0.06 \text{ pulg} < 0.13 \text{ pulg}$$

La sección a usar en todas las vigas secundarias es 6 pulg * 11 pulg, la cual llena los requerimientos de flexión, deflexión y corte.

3. Diseño de vigas primarias

El diseño de vigas primarias se hace siguiendo el mismo procedimiento de la viga secundaria.



TABLA 1
C A R G A S M U E R T A S
(En #/pie³)

1	Concreto Reforzado (#/pie ³)	150
2	Muros de ladrillo tayuyo de 0.11 m.	37
3	Muros de ladrillo tayuyo de 0.23 m.	76
4	Muros de block de pomez 0.20 m.	29
5	Muros de block de pomez 0.10 m.	17
6	Repello y cernido, una cara	5
7	Piso de cemento liquido incluyendo mortero	20
8	Piso de granito incluyendo mortero	25
9	Madera (#/pie ³)	40
10	Tierra compactada (#/pie ³)	100
11	Vidrieras	8
12	Cemento Portland (#/pie ³)	94
13	Agua (#/pie ³)	62.4

TABLA 2
C A R G A S V I V A S
(En #/pie²)

1	Residencias, apartamentos y cuartos de hotel	40
2	Oficinas	50 - 60
3	Paseos, almacenes, restaurantes, gimnasios, escaleras, corredores, teatros, fábricas y salones de uso público.	100
4	Salas de lecturas de bibliotecas	60
5	Salas de almacenaje de libros de bibliotecas	125
6	Terrazas sin acceso	20
7	Terrazas con acceso	30
8	Salones de clase con asientos móviles	60 - 80

TABLA 3

ESFUERZOS UNITARIOS PERMISIBLES
(ESFUERZOS DE TRABAJO)
MADERAS VERDES O POCO SAZONADAS Y
MADERAS SECADAS AL AIRE

ESPECIE	PESO SECO APARENTE #/Pie3	MODULO ELASTIC. #/Plg2*	FLEXION ESTATICA #/Plg2			COMPRESION PARALELA #/Plg2			COMPRES PERPENDIC #/Plg2			TENSION PARALELA #/Plg2			TENSION PERPENDI #/Plg2			CORTE PARALELO #/Plg2		
			A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
			CIPRES	32	1.06	1930	1580	1135	850	690	490	320	320	320	1930	1580	1130	85	70	50
CAOBA	30	1.08	1930	1580	1135	850	690	490	630	630	630	1500	1240	890	85	70	50	120	99	70
CANOJ	40	1.42	1560	1290	920	850	690	490	280	280	280	1200	990	710	120	100	70	120	99	70
CEDRO	27	0.65	1150	950	680	480	390	280	490	490	490	960	790	560	120	100	70	85	70	50
CENICERO	38	1.02	1560	1290	920	780	640	460	630	630	630	1200	990	710	120	100	70	120	99	70
CONACASTE	26	0.79	1150	950	680	420	340	250	280	280	280	1090	890	630	120	100	70	85	70	50
CHICHIQUE	45	1.96	2920	2440	1740	1440	1190	850	850	850	850	2830	2320	1670	85	70	50	109	89	64
CHICHIPATE	45	1.70	2520	2080	1490	1260	1050	750	780	780	780	1930	1580	1130	120	100	70	180	149	106
MARID	39	1.21	1200	990	710	720	590	420	630	630	630	1760	1430	1030	96	79	57	144	119	85
VOLADOR	40	1.49	1980	1630	1170	900	740	540	490	490	490	1870	1530	1100	120	100	70	133	109	78
PINO COLORADO		1.69	2410	1980	1420	1070	890	630	280	220	156							241	199	140
PINO PETEN		1.70	2580	2120	1490	1070	890	630	240	190	140							265	219	156
OTROS PINOS	31	0.94	1370	1130	820	650	530	380	150	120	100							193	159	110

MADERAS GRADO "A": Las maderas clasificadas en este grupo tienen esfuerzos de trabajo de 85% de los esfuerzos básicos de las maderas nacionales. La inclinación máxima de fibra permitida es de 1:18 para piezas a flexión o tensión paralela y 1:14 para piezas trabajando a a compresión paralela.

MADERAS GRADO "B": Las maderas clasificadas en este grupo tienen esfuerzos de trabajo de 70% de los esfuerzos básicos de las maderas nacionales. La inclinación máxima de fibra permitida es de 1:14 para piezas a flexión o tensión paralela y 1:10 para piezas trabajando a a compresión paralela.

MADERAS GRADO "C": Las maderas clasificadas en este grupo tienen esfuerzos de trabajo de 50% de los esfuerzos básicos de las maderas nacionales. La inclinación máxima de fibra permitida es de 1:8 para piezas a flexión o tensión paralela y 1:6 para piezas trabajando a a compresión paralela.

Se tomó como criterio base para efectuar esta clasificación, que las maderas Grado "A" y "B" sean para estructuras permanentes y las maderas grado "C" para construcciones provisionales o auxiliares.

Los esfuerzos básicos, representan los esfuerzos ideales para maderas 100 % sanas y libres de defectos, ya sea en madera verde o secada al aire

* MODULO DE ELASTICIDAD $\times 10^6$

TABLA 4
CARGAS MUERTAS DE MATERIALES DE CUBIERTAS
(En #/pie²)

1 Lámina galvanizada	3
2 Teja de Barro	14
3 Láminas Duralita	5

TABLA 5
CARGAS DE VIENTO NORMAL A LA SUPERFICIE DEL TECHO
(En #/pie²)

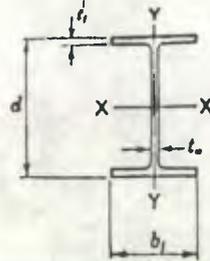
INCLINACION EN GRADOS	CARGA NORMAL
10	10
15	15
20	18
25	22
30	24
35	26
40	27
45	28
50	29
55	29
60	30

TABLA 6
CARGA MUERTA DE ARMADURA DE MADERA
POR PIE CUADRADO DE SUPERFICIE DE TECHO
(En #/pie²)

LUZ PIES	INCLINACION			HORIZONTAL
	1/2	1/3	1/4	
< 36	3.00	3.50	3.75	4.00
36-50	3.25	3.75	4.00	4.50
51-60	3.50	4.00	4.50	4.75
61-70	3.75	4.50	4.75	5.25
71-80	4.25	5.00	5.50	6.00



TABLA 7



Designation	Area A	Depth d	Flange		Web Thick- ness t _w	Elastic Properties					
			Width b _f	Thick- ness t _f		Axis X-X			Axis Y-Y		
						I	S	r	I	S	r
In. ²	In.	In.	In.	In.	In. ⁴	In. ³	In.	In. ⁴	In. ³	In.	
W 12×190	55.9	14.38	12.670	1.736	1.060	1890	263	5.82	590	93.1	3.25
×161	47.4	13.88	12.515	1.486	0.905	1540	222	5.70	486	77.7	3.20
×133	39.1	13.38	12.365	1.236	0.755	1220	183	5.59	390	63.1	3.16
×120	35.3	13.12	12.320	1.106	0.710	1070	163	5.51	345	56.0	3.13
×106	31.2	12.88	12.230	0.936	0.620	931	145	5.46	301	49.2	3.11
× 99	29.1	12.75	12.192	0.921	0.582	859	135	5.43	278	45.7	3.09
× 92	27.1	12.62	12.155	0.856	0.545	789	125	5.40	256	42.2	3.08
× 85	25.0	12.50	12.105	0.796	0.495	723	116	5.38	235	38.9	3.07
× 79	23.2	12.38	12.080	0.736	0.470	663	107	5.34	216	35.8	3.05
× 72	21.2	12.25	12.040	0.671	0.430	597	97.5	5.31	195	32.4	3.04
× 65	19.1	12.12	12.000	0.606	0.390	533	88.0	5.28	175	29.1	3.02
W 12× 58	17.1	12.19	10.014	0.641	0.359	476	78.1	5.28	107	21.4	2.51
× 53	15.6	12.06	10.000	0.576	0.345	426	70.7	5.23	96.1	19.2	2.48
W 12× 50	14.7	12.19	8.077	0.641	0.371	395	64.7	5.18	56.4	14.0	1.96
× 45	13.2	12.06	8.042	0.576	0.336	351	58.2	5.15	50.0	12.4	1.94
× 40	11.8	11.94	8.000	0.516	0.294	310	51.9	5.13	44.1	11.0	1.94
W 12× 46	10.6	12.24	6.565	0.540	0.305	281	46.0	5.15	25.5	7.77	1.55
× 31	9.13	12.09	6.525	0.465	0.265	239	39.5	5.12	21.6	6.61	1.54
× 27	7.95	11.96	6.497	0.400	0.237	204	34.2	5.07	18.3	5.63	1.52
W 12× 22	6.47	12.31	4.030	0.424	0.260	156	25.3	4.91	4.64	2.31	0.847
× 19	5.59	12.16	4.007	0.349	0.237	130	21.3	4.82	3.76	1.88	0.820
× 16.5	4.87	12.00	4.000	0.269	0.230	105	17.6	4.65	2.88	1.44	0.770
× 14	4.12	11.91	3.968	0.224	0.198	88.0	14.8	4.62	2.34	1.18	0.754

Fuente: Manual of Steel Construction



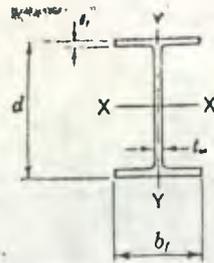
TABLA 7a

Designation	Area A	Depth d	Flange		Web Thick- ness t _w	Elastic Properties					
			Width b _f	Thick- ness t _f		Axis X-X			Axis Y-Y		
						I	S	r	I	S	r
In. ²	In.	In.	In.	In.	In. ⁴	In. ³	In.	In. ⁴	In. ³	In.	
W 18×114	33.5	18.48	11.833	0.991	0.595	2040	220	7.79	274	46.3	2.0
×105	30.9	18.32	11.792	0.911	0.554	1850	202	7.75	249	42.3	2.0
× 96	28.2	18.16	11.750	0.831	0.512	1680	185	7.70	225	38.3	2.0
W 18× 85	25.0	18.32	8.838	0.911	0.526	1440	157	7.57	105	23.8	2.0
× 77	22.7	18.16	8.787	0.831	0.475	1290	142	7.54	94.1	21.4	2.0
× 70	20.6	18.00	8.750	0.751	0.433	1160	129	7.50	84.0	19.2	2.0
× 64	18.9	17.37	8.715	0.666	0.403	1050	118	7.46	75.8	17.4	2.0
W 18× 60	17.7	18.25	7.558	0.695	0.416	936	108	7.47	50.1	13.3	1.0
× 55	16.2	18.12	7.532	0.640	0.390	891	98.4	7.42	45.0	11.9	1.0
× 50	14.7	18.00	7.500	0.570	0.358	802	89.1	7.38	40.2	10.7	1.0
× 45	13.2	17.86	7.477	0.499	0.335	706	79.0	7.30	34.9	9.32	1.0
W 18× 40	11.8	17.90	6.018	0.521	0.316	612	68.4	7.21	19.1	6.34	1.0
× 35	10.3	17.71	6.000	0.429	0.298	513	57.9	7.05	15.5	5.16	1.0
W 16× 96	28.2	16.32	11.533	0.875	0.535	1360	166	6.93	224	38.8	2.0
× 83	25.9	16.16	11.502	0.795	0.504	1220	151	6.87	202	35.1	2.0
W 16× 73	23.0	16.32	8.536	0.675	0.529	1050	128	6.75	92.5	21.6	2.0
× 71	20.9	16.16	8.513	0.745	0.486	941	116	6.71	82.8	19.4	1.0
× 64	18.8	16.00	8.500	0.715	0.443	836	104	6.66	73.3	17.3	1.0
× 53	17.1	15.86	8.464	0.645	0.407	748	94.4	6.62	65.3	15.4	1.0
W 16× 50	14.7	16.25	7.073	0.629	0.330	657	80.8	6.63	37.1	10.5	1.0
× 45	13.3	16.12	7.039	0.563	0.346	584	72.5	6.64	34.8	9.32	1.0
× 40	11.8	16.00	7.000	0.500	0.307	517	64.6	6.62	23.3	8.23	1.0
× 35	10.6	15.85	6.992	0.423	0.299	447	56.5	6.50	24.4	6.99	1.0
W 16× 31	9.13	15.84	5.525	0.442	0.275	374	47.2	6.40	12.5	4.51	1.0
× 26	7.67	15.65	5.500	0.345	0.250	300	38.3	6.25	9.95	3.45	1.0

Fuente: Manual of Steel Construction



TABLA 7b



Designation	Area A	Depth d	Flange		Web Thick- ness t _w	Elastic Properties					
			Width b _f	Thick- ness t _f		Axis X-X			Axis Y-Y		
						I	S	r	I	S	r
In. ²	In.	In.	In.	In.	In. ⁴	In. ³	In.	In. ⁴	In. ³	In.	
W 14×136	40.0	14.75	14.740	1.063	0.660	1590	216	6.31	568	77.0	3.77
×127	37.3	14.62	14.690	0.998	0.610	1480	202	6.29	528	71.8	3.76
×119	35.0	14.50	14.650	0.938	0.570	1370	189	6.26	492	67.1	3.75
×111	32.7	14.37	14.620	0.873	0.540	1270	176	6.23	455	62.2	3.73
×103	30.3	14.25	14.575	0.813	0.495	1170	164	6.21	420	57.6	3.72
× 95	27.9	14.12	14.545	0.748	0.465	1060	151	6.17	384	52.8	3.71
× 87	25.6	14.00	14.500	0.688	0.420	967	138	6.15	350	48.2	3.70
W 14× 84	24.7	14.18	12.023	0.778	0.451	928	131	6.13	225	37.5	3.02
× 78	22.9	14.06	12.000	0.718	0.428	851	121	6.09	207	34.5	3.00
W 14× 74	21.8	14.19	10.072	0.783	0.450	797	112	6.05	133	26.5	2.48
× 68	20.0	14.06	10.040	0.718	0.418	724	103	6.02	121	24.1	2.46
× 61	17.9	13.91	10.000	0.643	0.378	641	92.2	5.98	107	21.5	2.45
W 14× 53	15.6	13.94	8.062	0.658	0.370	542	77.8	5.90	57.5	14.3	1.92
× 48	14.1	13.81	8.031	0.593	0.339	485	70.2	5.86	51.3	12.8	1.91
× 43	12.6	13.68	8.000	0.528	0.308	429	62.7	5.82	45.1	11.3	1.89
W 14× 38	11.2	14.12	6.776	0.513	0.313	366	54.7	5.88	26.6	7.86	1.54
× 34	10.0	14.00	6.750	0.453	0.287	340	48.6	5.83	23.3	6.89	1.52
× 30	8.83	13.86	6.733	0.383	0.270	290	41.9	5.74	19.5	5.80	1.49
W 14× 26	7.67	13.89	5.025	0.418	0.255	244	35.1	5.64	8.86	3.53	1.08
× 22	6.49	13.72	5.000	0.335	0.230	198	28.9	5.53	7.00	2.80	1.04

Fuente: Manual of Steel Construction

TABLA 8

S × L _w	S	Perfil	S × L _w	S	Perfil	S × L _w	S	Perfil
129	14.1	8 WF 17	1169	98.2	18 WF 55	3650	299.2	30 WF 109
189	17.0	8 WF 20	1249	64.7	12 WF 50	3890	151.3	16 WF 88
194	21.5	10 WF 21	1346	77.8	14 WF 53	3910	130.9	14 WF 84
293	26.4	10 WF 25	1387	54.6	10 WF 49	4075	115.7	12 WF 85
308	20.8	8 WF 24	1390	126.4	21 WF 62	4190	358.3	33 WF 118
338	34.1	12 WF 27	1468	91.1	16 WF 58	4380	218.9	24 WF 100
355	41.8	14 WF 30	1531	153.1	24 WF 68	4490	138.1	14 WF 87
397	30.8	10 WF 29	1534	70.7	12 WF 53	4500	184.4	18 WF 96
415	24.3	8 WF 28	1685	60.4	10 WF 54	4670	166.1	16 WF 96
449	39.4	12 WF 31	1706	139.9	21 WF 68	5270	150.6	14 WF 95
480	48.5	14 WF 34	1778	117.0	18 WF 64	5310	438.6	36 WF 135
484	56.3	16 WF 36	1803	104.2	16 WF 64	5325	274.4	24 WF 110
540	27.4	8 WF 31	1867	78.1	12 WF 58	5380	202.2	18 WF 105
564	35.0	10 WF 33	1936	92.2	14 WF 61	5460	404.8	33 WF 130
606	45.9	12 WF 36	2045	67.1	10 WF 60	6070	249.6	21 WF 112
611	54.6	14 WF 38	2050	175.4	24 WF 76	6200	163.6	14 WF 103
614	64.4	16 WF 40	2130	128.2	18 WF 70	7140	502.9	36 WF 150
690	31.1	8 WF 35	2285	211.7	27 WF 84	7800	330.7	24 WF 130
750	78.9	18 WF 45	2395	88.0	12 WF 65	7810	284.1	21 WF 127
811	72.4	16 WF 45	2400	103.0	14 WF 68	9310	402.9	27 WF 145
814	42.2	10 WF 39	2445	73.7	10 WF 66	9910	372.5	24 WF 145
815	51.9	12 WF 40	2605	168.0	21 WF 82	11,250	444.5	27 WF 160
878	62.7	14 WF 43	2840	112.3	14 WF 74	12,840	528.2	30 WF 172
961	89.0	18 WF 50	2880	269.1	30 WF 99	15,770	586.1	30 WF 190
1010	58.2	12 WF 45	2915	97.5	12 WF 72	16,740	669.6	33 WF 200
1031	109.7	21 WF 55	3060	242.8	27 WF 94	20,350	740.6	33 WF 220
1095	49.1	10 WF 45	3380	121.1	14 WF 78	22,000	835.5	36 WF 230
1102	70.2	14 WF 48	3500	107.1	12 WF 79	38,350	1,105.1	36 WF 300

Fuente: Harry Parker, Ingeniería Simplificada para Arquitectos y Constructores.

TABLA 9

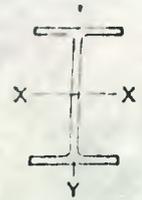
Miembros principales y secundarios K/l/r no mayor de 120						Miembros principales K/l/r de 121 a 200						Miembros secundarios† l/r de 121 a 200					
K/l	F _a	K/l	F _a	K/l	F _a	K/l	F _a	K/l	F _a	K/l	F _a	l/r	F _a	l/r	F _a	l/r	F _a
r kips/plg ²	r kips/plg ²	r kips/plg ²	r kips/plg ²	r kips/plg ²	r kips/plg ²	r kips/plg ²	r kips/plg ²	r kips/plg ²	r kips/plg ²	r kips/plg ²	r kips/plg ²	r kips/plg ²	r kips/plg ²	r kips/plg ²	r kips/plg ²	r kips/plg ²	r kips/plg ²
1	21.56	41	19.11	81	15.24	121	10.14	161	5.76	201	3.25	121	10.19	161	7.25	201	3.25
2	21.52	42	19.03	82	15.13	122	9.99	162	5.60	202	3.20	122	10.09	162	7.20	202	3.20
3	21.48	43	18.95	83	15.02	123	9.85	163	5.46	203	3.15	123	10.00	163	7.16	203	3.15
4	21.44	44	18.86	84	14.90	124	9.70	164	5.35	204	3.10	124	9.90	164	7.12	204	3.10
5	21.39	45	18.78	85	14.79	125	9.55	165	5.49	205	3.05	125	9.80	165	7.08	205	3.05
6	21.35	46	18.70	86	14.67	126	9.41	166	5.42	206	3.00	126	9.70	166	7.04	206	3.00
7	21.30	47	18.61	87	14.56	127	9.26	167	5.35	207	2.95	127	9.59	167	7.00	207	2.95
8	21.25	48	18.53	88	14.44	128	9.11	168	5.29	208	2.90	128	9.49	168	6.96	208	2.90
9	21.21	49	18.44	89	14.32	129	8.97	169	5.23	209	2.85	129	9.40	169	6.93	209	2.85
10	21.16	50	18.35	90	14.20	130	8.84	170	5.17	210	2.80	130	9.30	170	6.89	210	2.80
11	21.10	51	18.26	91	14.09	131	8.70	171	5.11	131	9.21	171	6.85	131	6.85	131	6.85
12	21.05	52	18.17	92	13.97	132	8.57	172	5.05	132	9.12	172	6.82	132	6.82	132	6.82
13	21.00	53	18.08	93	13.84	133	8.44	173	4.99	133	9.03	173	6.79	133	6.79	133	6.79
14	20.95	54	17.99	94	13.72	134	8.32	174	4.93	134	8.94	174	6.76	134	6.76	134	6.76
15	20.89	55	17.90	95	13.60	135	8.19	175	4.88	135	8.86	175	6.73	135	6.73	135	6.73
16	20.84	56	17.81	96	13.48	136	8.07	176	4.82	136	8.78	176	6.70	136	6.70	136	6.70
17	20.78	57	17.71	97	13.35	137	7.96	177	4.77	137	8.70	177	6.67	137	6.67	137	6.67
18	20.72	58	17.62	98	13.23	138	7.81	178	4.71	138	8.62	178	6.64	138	6.64	138	6.64
19	20.66	59	17.53	99	13.10	139	7.73	179	4.66	139	8.54	179	6.61	139	6.61	139	6.61
20	20.60	60	17.43	100	12.98	140	7.62	180	4.61	140	8.47	180	6.58	140	6.58	140	6.58
21	20.54	61	17.33	101	12.85	141	7.51	181	4.56	141	8.39	181	6.56	141	6.56	141	6.56
22	20.48	62	17.24	102	12.72	142	7.41	182	4.51	142	8.32	182	6.53	142	6.53	142	6.53
23	20.41	63	17.14	103	12.59	143	7.30	183	4.46	143	8.25	183	6.51	143	6.51	143	6.51
24	20.35	64	17.04	104	12.47	144	7.20	184	4.41	144	8.18	184	6.49	144	6.49	144	6.49
25	20.28	65	16.93	105	12.33	145	7.10	185	4.36	145	8.12	185	6.46	145	6.46	145	6.46
26	20.22	66	16.84	106	12.20	146	7.01	186	4.32	146	8.05	186	6.44	146	6.44	146	6.44
27	20.15	67	16.74	107	12.07	147	6.91	187	4.27	147	7.99	187	6.42	147	6.42	147	6.42
28	20.08	68	16.64	108	11.94	148	6.82	188	4.23	148	7.93	188	6.40	148	6.40	148	6.40
29	20.01	69	16.53	109	11.81	149	6.73	189	4.18	149	7.87	189	6.38	149	6.38	149	6.38
30	19.94	70	16.43	110	11.67	150	6.64	190	4.14	150	7.81	190	6.36	150	6.36	150	6.36
31	19.87	71	16.33	111	11.54	151	6.55	191	4.09	151	7.75	191	6.35	151	6.35	151	6.35
32	19.80	72	16.22	112	11.40	152	6.46	192	4.05	152	7.69	192	6.33	152	6.33	152	6.33
33	19.73	73	16.12	113	11.26	153	6.38	193	4.01	153	7.61	193	6.31	153	6.31	153	6.31
34	19.65	74	16.01	114	11.13	154	6.30	194	3.97	154	7.59	194	6.30	154	6.30	154	6.30
35	19.58	75	15.90	115	10.99	155	6.22	195	3.93	155	7.53	195	6.28	155	6.28	155	6.28
36	19.50	76	15.79	116	10.85	156	6.14	196	3.89	156	7.48	196	6.27	156	6.27	156	6.27
37	19.42	77	15.69	117	10.71	157	6.06	197	3.85	157	7.43	197	6.26	157	6.26	157	6.26
38	19.35	78	15.58	118	10.57	158	5.98	198	3.81	158	7.39	198	6.24	158	6.24	158	6.24
39	19.27	79	15.47	119	10.43	159	5.91	199	3.77	159	7.34	199	6.23	159	6.23	159	6.23
40	19.19	80	15.36	120	10.28	160	5.83	200	3.73	160	7.29	200	6.22	160	6.22	200	6.22

Fuente: Harry Parker, Ingeniería Simplificada para Arquitectos y Constructores.

W 14



TABLA 10



Designation	W14		W14			W14		
	14 × 12		14 × 10			14 × 8		
Nominal Depth and Width	84	78	74	68	61	53	48	43
Weight per Foot	6	503	466	436	400	358	302	275
7	496	460	429	393	351	295	266	237
8	489	453	421	385	345	286	258	230
9	482	447	412	377	338	277	250	223
10	475	439	403	369	330	268	242	215
11	467	432	394	360	322	258	233	207
12	458	424	384	351	314	248	224	199
13	450	416	374	342	306	237	214	190
14	441	408	363	332	297	226	203	181
15	431	399	352	322	288	215	193	171
16	422	390	341	311	278	202	182	161
17	412	381	329	301	268	190	171	151
18	402	371	317	289	258	177	159	140
19	391	362	305	278	248	163	146	128
20	381	352	292	266	237	149	133	117
22	358	331	265	241	214	123	110	96
24	335	309	236	214	190	104	93	81
26	310	285	206	186	165	88	79	69
28	284	261	177	160	142	76	68	60
30	257	235	154	139	124	66	59	52
32	228	209	136	123	109	58		
34	202	185	120	109	96			
36	160	165	107	97	86			
38	162	143	96	87	77			
40	146	134	87	78	70			
Properties								
Area A ₁ (in. ²)	24.7	22.9	21.8	20.0	17.9	15.6	14.1	12.6
I _x (in. ⁴)	928	851	797	724	641	542	485	429
I _y (in. ⁴)	225	207	133	121	107	57.5	51.3	45.1
Ratio r _x /r _y	2.03	2.03	2.44	2.45	2.44	3.07	3.07	3.08
r _x (in.)	3.02	3.00	2.48	2.46	2.45	1.92	1.91	1.89
L _x (ft.)	12.7	12.7	10.7	10.6	10.6	8.6	8.5	8.5
L _y (ft.)	30.5	28.5	25.8	23.8	21.5	17.7	16.0	14.3
B _x Bending	.189	.190	.195	.195	.195	.201	.201	.201
B _y factors	.659	.664	.823	.830	.833	1.091	1.102	1.116
a ₁ Multiplier	138.3	126.5	118.9	108.0	95.4	80.9	72.1	63.6
a ₂ values by 10 ⁴	33.6	30.7	20.0	18.0	16.0	8.6	7.7	6.7

Fuente: Manual of Steel Construction

TABLA 11
BARRAS CORRUGADAS DE ACERO
DIAMETROS Y AREAS

BARRA NUMERO	DIAMETRO (PULG)	AREA (PULG ²)
3	3/8	0.11
4	1/2	0.20
5	5/8	0.31
6	3/4	0.44
7	7/8	0.60
8	1	0.79
9	1 1/8	1.00
10	1 1/4	1.27
11	1 3/8	1.56
14 S	1 3/4	2.25
18 S	2 1/4	4.00

FIGURA A

La línea punteada muestra el perfil deformado de la columna	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor teórico de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valor de diseño recomendable cuando se tengan condiciones cercanas a las ideales	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Símbolos para las condiciones de extremo						
	Rotación y desplazamiento impedidos	Rotación libre y desplazamiento impedido	Rotación impedida y desplazamiento libre	Rotación libre y desplazamiento libre		

Fuente: Harry Parker, Ingeniería Simplificada para Arquitectos y Constructores

TABLA 14
COEFICIENTES ACI PARA LOSAS EN DOS SENTIDOS

$m = \frac{A}{B}$	CASOS									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1.00	C_{LL}	0.036	0.027	0.027	0.032	0.032	0.035	0.032	0.028	0.030
	C_{TL}	0.036	0.027	0.032	0.032	0.027	0.032	0.035	0.030	0.028
0.95	C_{LL}	0.040	0.030	0.031	0.035	0.034	0.038	0.036	0.031	0.032
	C_{TL}	0.033	0.025	0.029	0.029	0.024	0.029	0.032	0.027	0.025
0.90	C_{LL}	0.045	0.034	0.035	0.039	0.037	0.042	0.040	0.035	0.036
	C_{TL}	0.029	0.022	0.027	0.026	0.021	0.025	0.029	0.024	0.022
0.85	C_{LL}	0.050	0.037	0.040	0.043	0.041	0.046	0.045	0.040	0.039
	C_{TL}	0.026	0.019	0.024	0.023	0.019	0.022	0.026	0.022	0.020
0.80	C_{LL}	0.056	0.041	0.045	0.048	0.044	0.051	0.051	0.044	0.042
	C_{TL}	0.023	0.017	0.022	0.020	0.016	0.019	0.023	0.019	0.017
0.75	C_{LL}	0.061	0.045	0.051	0.052	0.047	0.055	0.056	0.049	0.046
	C_{TL}	0.019	0.014	0.019	0.016	0.013	0.016	0.020	0.016	0.013
0.70	C_{LL}	0.068	0.049	0.057	0.057	0.051	0.060	0.063	0.054	0.050
	C_{TL}	0.016	0.012	0.016	0.014	0.011	0.013	0.017	0.014	0.011
0.65	C_{LL}	0.074	0.053	0.064	0.062	0.055	0.064	0.070	0.059	0.054
	C_{TL}	0.013	0.010	0.014	0.011	0.009	0.010	0.014	0.011	0.009
0.60	C_{LL}	0.081	0.058	0.071	0.067	0.059	0.068	0.077	0.065	0.059
	C_{TL}	0.010	0.007	0.011	0.009	0.007	0.008	0.011	0.009	0.007
0.55	C_{LL}	0.088	0.062	0.080	0.072	0.063	0.073	0.085	0.070	0.063
	C_{TL}	0.008	0.006	0.009	0.007	0.005	0.006	0.009	0.007	0.006
0.50	C_{LL}	0.095	0.066	0.088	0.077	0.067	0.078	0.092	0.076	0.067
	C_{TL}	0.006	0.004	0.007	0.005	0.004	0.005	0.007	0.005	0.004

Fuente: American Concrete Institute (Codigo ACI 318-65)

TABLA 13
COEFICIENTES ACI PARA LOSAS EN DOS SENTIDOS

$m = \frac{A}{B}$	CASOS									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1.00	C_{LL}	0.036	0.018	0.018	0.027	0.027	0.033	0.027	0.020	0.023
	C_{TL}	0.036	0.018	0.027	0.027	0.018	0.027	0.033	0.023	0.020
0.95	C_{LL}	0.040	0.020	0.021	0.030	0.028	0.036	0.031	0.022	0.024
	C_{TL}	0.033	0.016	0.025	0.024	0.015	0.024	0.031	0.021	0.017
0.90	C_{LL}	0.045	0.022	0.025	0.033	0.029	0.039	0.035	0.025	0.026
	C_{TL}	0.029	0.014	0.024	0.022	0.013	0.021	0.028	0.019	0.015
0.85	C_{LL}	0.050	0.024	0.029	0.036	0.031	0.042	0.040	0.029	0.028
	C_{TL}	0.026	0.012	0.022	0.019	0.011	0.017	0.025	0.017	0.013
0.80	C_{LL}	0.056	0.026	0.034	0.039	0.032	0.045	0.045	0.032	0.029
	C_{TL}	0.023	0.011	0.020	0.016	0.009	0.015	0.022	0.015	0.010
0.75	C_{LL}	0.061	0.028	0.040	0.043	0.033	0.048	0.051	0.036	0.031
	C_{TL}	0.019	0.009	0.018	0.013	0.007	0.012	0.020	0.013	0.007
0.70	C_{LL}	0.068	0.030	0.046	0.046	0.035	0.051	0.053	0.040	0.033
	C_{TL}	0.016	0.007	0.016	0.011	0.005	0.009	0.017	0.011	0.006
0.65	C_{LL}	0.074	0.032	0.054	0.050	0.036	0.054	0.065	0.044	0.034
	C_{TL}	0.013	0.006	0.014	0.009	0.004	0.007	0.014	0.009	0.005
0.60	C_{LL}	0.081	0.034	0.062	0.053	0.037	0.056	0.073	0.048	0.036
	C_{TL}	0.010	0.004	0.011	0.007	0.003	0.006	0.012	0.007	0.004
0.55	C_{LL}	0.088	0.035	0.071	0.056	0.038	0.058	0.081	0.052	0.037
	C_{TL}	0.008	0.003	0.009	0.005	0.002	0.004	0.009	0.005	0.003
0.50	C_{LL}	0.095	0.037	0.080	0.059	0.039	0.061	0.089	0.056	0.038
	C_{TL}	0.006	0.002	0.007	0.004	0.001	0.003	0.007	0.004	0.002

Fuente: American Concrete Institute (Codigo ACI 318-65)

TABLA 12
COEFICIENTES ACI PARA LOSAS EN DOS SENTIDOS

$m = \frac{A}{B}$	CASOS								
1.00	C_{1-100}	0.045		0.050	0.075	0.071		0.033	0.061
	C_{2-100}	0.045	0.076	0.050			0.071	0.061	0.033
0.95	C_{1-95}	0.050		0.055	0.079	0.075		0.038	0.065
	C_{2-95}	0.041	0.072	0.045			0.067	0.056	0.029
0.90	C_{1-90}	0.055		0.060	0.080	0.079		0.043	0.068
	C_{2-90}	0.037	0.070	0.040			0.062	0.052	0.025
0.85	C_{1-85}	0.060		0.066	0.082	0.083		0.049	0.072
	C_{2-85}	0.031	0.065	0.034			0.057	0.046	0.021
0.80	C_{1-80}	0.065		0.071	0.083	0.086		0.055	0.078
	C_{2-80}	0.027	0.061	0.029			0.051	0.041	0.017
0.75	C_{1-75}	0.069		0.076	0.085	0.088		0.061	0.078
	C_{2-75}	0.022	0.056	0.024			0.044	0.036	0.014
0.70	C_{1-70}	0.074		0.081	0.088	0.091		0.068	0.081
	C_{2-70}	0.017	0.050	0.019			0.038	0.029	0.011
0.65	C_{1-65}	0.077		0.085	0.087	0.093		0.074	0.083
	C_{2-65}	0.014	0.043	0.016			0.031	0.024	0.008
0.60	C_{1-60}	0.081		0.089	0.088	0.095		0.080	0.085
	C_{2-60}	0.010	0.035	0.011			0.024	0.018	0.006
0.55	C_{1-55}	0.084		0.092	0.089	0.096		0.085	0.086
	C_{2-55}	0.007	0.028	0.008			0.018	0.014	0.005
0.50	C_{1-50}	0.088		0.094	0.090	0.097		0.089	0.086
	C_{2-50}	0.006	0.023	0.006			0.014	0.010	0.003

Fuente: American Concrete Institute (Codigo ACI 318-63)

TABLA 15
ESPACIAMIENTOS DE BARRAS PARA LOSAS

	SEPARACION (Pulg)	COMBINACION DE BARRAS						
		13+13	13+14	14+14	14+15	15+15	15+16	16+16
1	2	0.66	0.93	1.20	1.53	1.86	2.25	2.64
2	2½	0.59	0.82	1.07	1.36	1.65	2.00	2.35
3	2¾	0.53	0.74	0.96	1.22	1.49	1.80	2.11
4	3	0.48	0.68	0.87	1.12	1.35	1.64	1.92
5	3½	0.44	0.62	0.80	1.02	1.24	1.50	1.76
6	3¾	0.41	0.57	0.74	0.94	1.14	1.38	1.62
7	4	0.38	0.53	0.69	0.87	1.06	1.28	1.51
8	4½	0.35	0.50	0.64	0.82	0.99	1.20	1.41
9	5	0.33	0.47	0.60	0.77	0.93	1.13	1.32
10	5½	0.31	0.44	0.56	0.72	0.88	1.06	1.24
11	6	0.29	0.42	0.53	0.68	0.83	1.00	1.17
12	6½	0.28	0.39	0.51	0.64	0.78	0.93	1.11
13	7	0.26	0.37	0.48	0.61	0.74	0.90	1.06
14	7½	0.25	0.36	0.46	0.58	0.71	0.85	1.01
15	8	0.24	0.34	0.44	0.56	0.68	0.82	0.96
16	8½	0.23	0.32	0.42	0.53	0.65	0.78	0.92
17	9	0.22	0.31	0.40	0.51	0.62	0.75	0.88
18	9½	0.20	0.29	0.37	0.47	0.57	0.70	0.81
19	10	0.19	0.27	0.34	0.44	0.53	0.65	0.75
20	10½	0.18	0.25	0.32	0.41	0.50	0.60	0.70
21	11	0.17	0.24	0.30	0.38	0.47	0.56	0.66
22	11½	0.16	0.22	0.28	0.36	0.44	0.53	0.62
23	12	0.15	0.21	0.27	0.34	0.41	0.50	0.59
24	12½	0.14	0.20	0.25	0.32	0.39	0.48	0.56
25	13	0.13	0.19	0.24	0.31	0.37	0.45	0.53
26	13½	0.13	0.18	0.23	0.29	0.35	0.43	0.50
27	14	0.12	0.17	0.22	0.28	0.34	0.41	0.48
28	14½	0.11	0.16	0.21	0.27	0.32	0.39	0.46
29	15	0.11	0.16	0.20	0.26	0.31	0.38	0.44
30	15½	0.10	0.16	0.18	0.24	0.29	0.35	0.41
31	16	0.09	0.13	0.17	0.22	0.27	0.33	0.38
32	16½	0.09	0.13	0.16	0.21	0.25	0.30	0.35

Fuente: American Concrete Institute (Codigo ACI 318-63)

GRAFICA 16

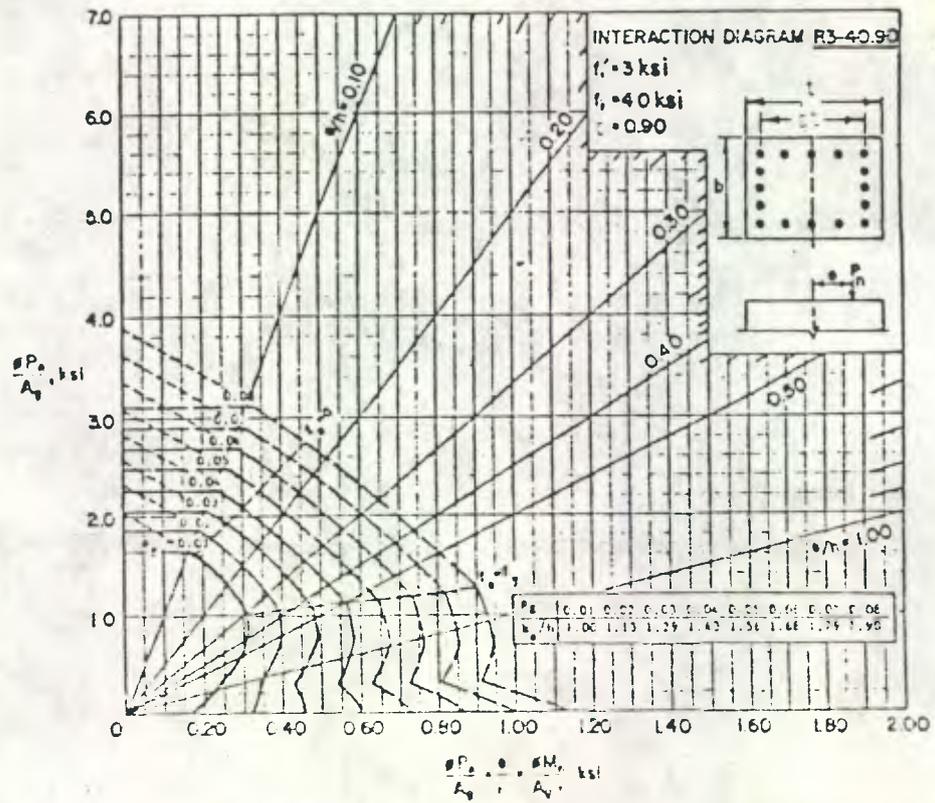
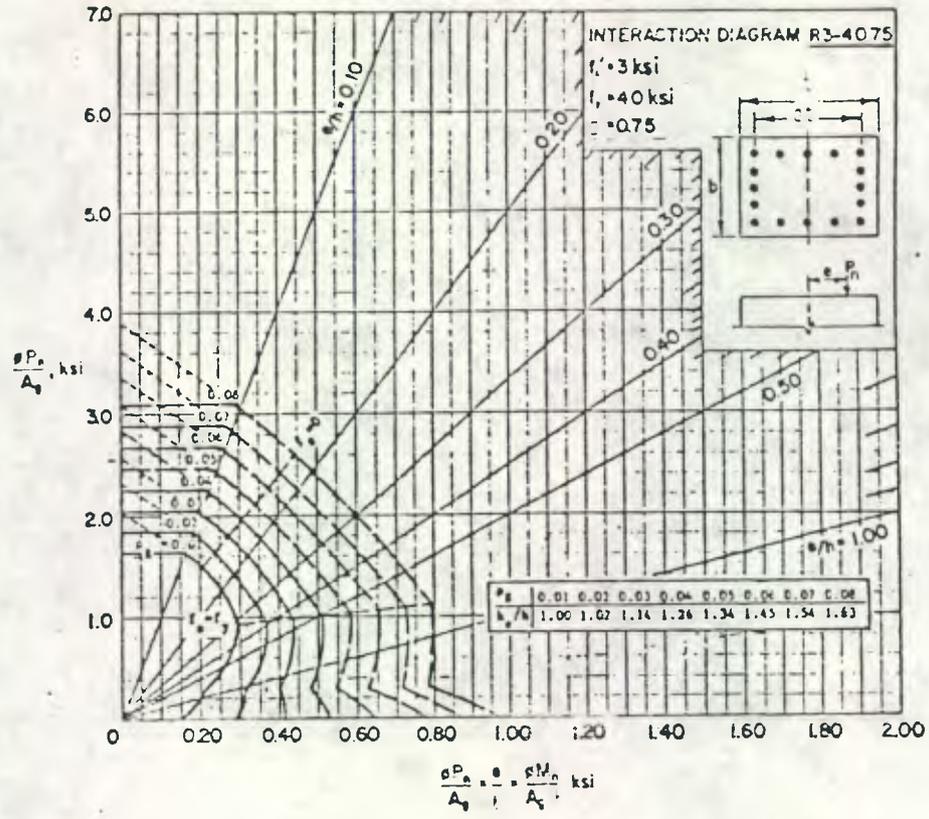
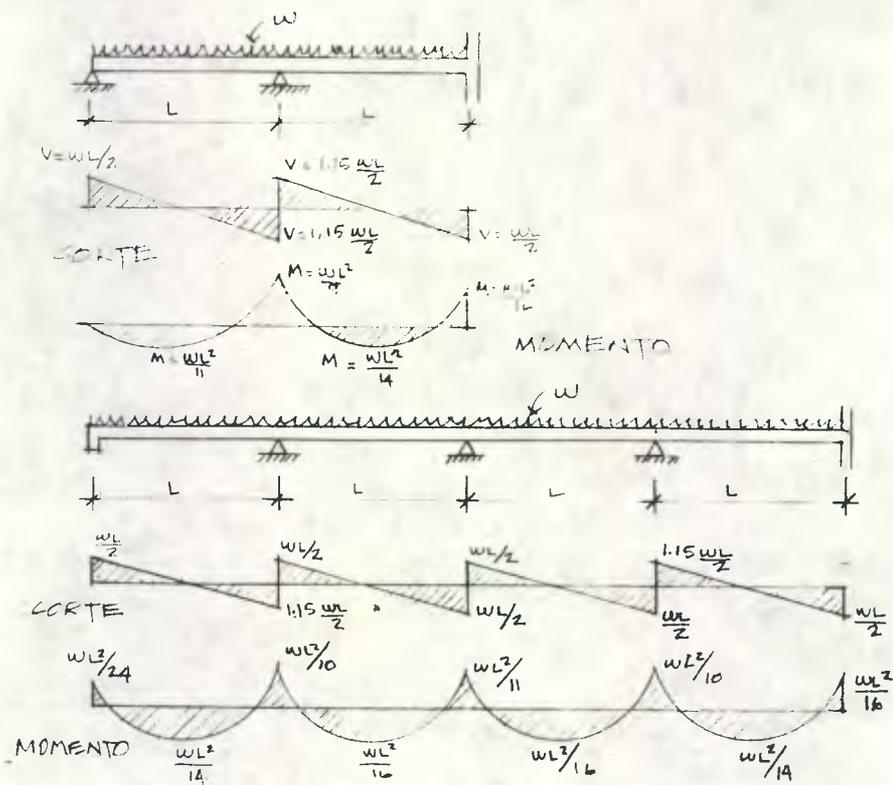
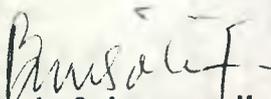
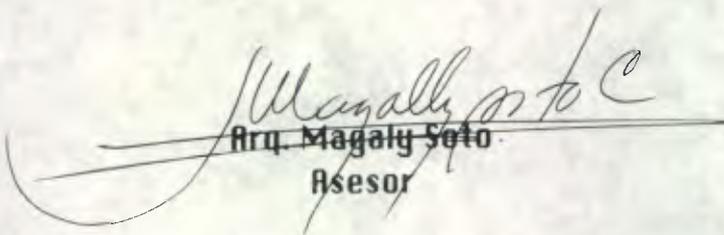


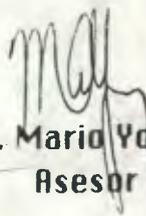
FIGURA B

COEFICIENTES DE MOMENTOS Y FUERZAS CORTANTES ACI 318-63

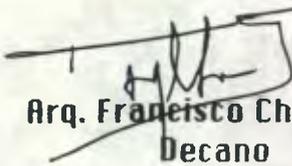



Benjamin Solorzano Yanes
Sustentante


Arq. Magaly Soto
Asesor


Ing. Mario Yan Siu
Asesor

Imprimase:


Arq. Francisco Chavarria
Decano