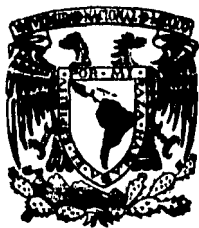


168
2 Ecu.



Universidad Nacional Autónoma de México

Facultad de Ingeniería Civil

“DISEÑO DE CASAS HABITACION”

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
PRESENTA
JULIO CESAR RIVERA PEREZ



Universidad Nacional
Autónoma de México

UNAM



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL
VENEZUELA

Señor JULIO CESAR RIVERA PEREZ,
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud, me es grato hacer de su conocimiento el Tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. Agustín Deméneghi Colina, para que lo desarrolle como TESIS para su Examen Profesional de la carrera de INGENIERO CIVIL.

"DISEÑO DE CASAS HABITACION"

- I. Introducción.
- II. Solicitaciones.
- III. Estructuración.
- IV. Cimentaciones.
- V. Ejemplos y recomendaciones para diseño.
- VI. Conclusiones.
Bibliografía.

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento con lo especificado por la Ley de Profesionales, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Coordinación de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Atentamente,
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, a 3 de enero de 1984.
EL DIRECTOR,

DR. OCTAVIO A. RASCON CHAVEZ.

INDICE GENERAL

PAGINA

I. INTRODUCCION.

I.1. Aspecto técnico y económico.....	2
I.2. Recomendaciones preliminares.....	2

II. SOLICITACIONES.

II.1 Acciones permanentes.....	5
II.2 Acciones variables	8
II.3 Acciones accidentales.....	12
II.4 Comentarios sobre las acciones.....	12
II.5 Bajada de cargas.....	14

III. ESTRUCTURACION.

III.1 Muros de carga.....	17
III.2 Marcos estructurales.....	22
III.3 Losas.....	24
III.4 Losas nervadas.....	30

IV. CIMENTACIONES.

IV.1 Generalidades.....	34
IV.2 Cimentaciones usadas en casas habitación.....	36
IV.3 Cimentación tipo mampostería	38
IV.4 Zapatas de concreto.....	41
IV.5 Hundimiento de las casas.....	43
IV.6 Cimentaciones sobre arcillas expansivas.....	46
IV.7 Cimentaciones en suelos colapsables.....	51
IV.8 Cimentaciones en zonas minadas.....	52

V. EJEMPLOS Y RECOMENDACIONES PARA DISEÑO PLANOS ARQUITECTONICOS

V.1 Secuela de cálculo.....	59
V.2 Estimaciones preliminares.....	61
V.3 Análisis y dimensionamiento de losas.....	68

V.4 Análisis y diseño de trabes.....	101
V.5 Cimentación.....	132
V.6 Análisis sísmico.....	142
Planos estructurales.....	145
VI. CONCLUSIONES.....	149

BIBLIOGRAFIA

C A P I T U L O I

I N T R O D U C C I O N

I.- INTRODUCCION

El nacimiento de este trabajo tuvo su origen en la gran incertidumbre que demostramos los estudiantes de Ingeniería - Civil al egresar de la carrera, cuando se nos presenta un problema de diseño de casas-habitación. Otro factor que influyó para la elección del tema, lo fué sin duda el hecho de que -- los primeros proyectos que se nos encomiendan cuando salimos de la Facultad son los de diseño estructural de casas, ya sea un vecino o un familiar, pero generalmente siempre se nos busca para este tipo de trabajos. Es ahí donde la mayoría tenemos dificultades de diferente índole: desde no saber interpretar adecuadamente los diferentes reglamentos de construcción, hasta el de no saber cómo comenzar el diseño de la casa misma y por ende no dar la solución óptica en cuanto a eficiencia, seguridad y economía.

Por todo lo anterior es que mi principal objetivo a conseguir con este trabajo, es el de reunir en un solo texto, todas las consideraciones que se deben tener en cuenta para lograr un buen diseño estructural; disipar las dudas que se tengan en los razonamientos empleados en cada uno de los rubros tratados en el diseño de casas, recalcar que al lograr un óptimo diseño se está logrando con ello minimizar el costo de la vivienda.

Finalmente, considero que quien tenga la paciencia necesaria para leer hasta la última página de este libro, hallará en él las armas adecuadas como para poder realizar con éxito un diseño óptimo de cualquier casa-habitación. Confío que el presente sirva como guía a cualquier compañero estudiante. --

I.1 ASPECTO TECNICO Y ECONOMICO

En todo problema de ingeniería hay que atender en general a dos aspectos fundamentales, el técnico y el económico; por ende este principio es aplicable al estudio y a la construcción de casas habitación.

Las actividades del ingeniero, encaminadas al estudio y a la construcción de casas habitación, pueden considerarse divididas en estudios de campo, estudios de gabinete y trabajos de construcción.

En estas actividades el ingeniero aplica los conocimientos obtenidos durante su preparación profesional, como son: Topográficos, de mecánica de suelos, diseño de estructuras, procedimientos de construcción y organización de obras.

Como cualquier otra obra ingenieril, las casas habitación deben cumplir su función a la que están destinadas con un grado de seguridad razonable, así como satisfacer ciertos requerimientos arquitectónicos; presentar un comportamiento adecuado en condiciones normales de trabajo; etcétera.

Al proyectar y construir una casa habitación o conjunto habitacional, es de importancia fundamental contar con toda la información necesaria del lugar donde se va a localizar la obra; ya que ello conlleva a un buen o mal diseño del proyecto: principalmente del drenaje o de la cimentación.

I.2 RECOMENDACIONES PRELIMINARES

Una vez que se nos ha pedido realizar el diseño de tal o cual casa habitación, debemos tener bien presente que para llevar a buen término dicho proyecto es recomendable seguir las siguientes pautas:

Antes que nada, cuando se va a proyectar una obra de este tipo, lo primero que debemos hacer es estudiar concienzudamente los planos arquitectónicos (cuando nosotros no los hallamos realizado), para de esta forma tener un panorama general y detallado de todo cuanto se vaya a construir. De este estudio preliminar, se pueden desprender dos alternativas signifi

cativas: una vez visualizada y entendida la obra, dar recomendaciones al propio arquitecto acerca de mejoras al proyecto original; o por otro lado, aclarar todas las dudas que puedan haber surgido durante nuestras observaciones. Este punto es interesante remarcarlo, ya que se ha visto en muchas obras que una vez iniciados los trabajos de cálculo e incluso de construcción, es cuando apenas empiezan a aclarar dichas dudas.

Para tener la certeza de estar haciendo un buen trabajo es conveniente conocer las características mecánicas del terreno donde vamos a desplantar nuestra cimentación. Lo anterior se logra al realizar uno o más sondeos (según la magnitud de la obra) en la zona que ocupará la cimentación.

Cuando no se lleva a efecto ningún estudio de laboratorio (muestreo) del terreno, el Reglamento de Construcción del Distrito Federal, nos proporciona la capacidad de carga máxima que podemos utilizar en nuestro diseño, sin ningún riesgo de falla.

Generalmente en obras de uno o dos niveles, esto último es lo más utilizado, ya que las cargas que se transmiten al subsuelo no son considerables. En construcciones pequeñas es lo más recomendable.

Es importante también, aclarar qué tipo de materiales vamos a utilizar en nuestro proyecto, ya que así nos estaríamos cubriendo de dos posibles fallas: una, que el proyecto sea respetado y construido con los materiales adecuados; y dos, que en el caso de no construirlo de esta manera las responsabilidades sean de terceros. Por otra parte, debemos ser acordes con la zona donde se va a construir la vivienda. Esto es, que si vamos a trabajar en una región netamente tabique-ra, no salgamos en nuestro proyecto con que queremos que los muros se construyan de block hueco, etc.

Bien, una vez tenido el proyecto arquitectónico plenamente entendido: plantas, cortes sanitario, elevaciones, etc. Las propiedades del suelo perfectamente conocidas; lo de los materiales resuelto. Entonces si podremos comenzar con el -- proyecto mismo.

C A P I T U L O II
S O L I C I T A C I O N E S

II.- SOLICITACIONES

Le llamaremos solicitud, a todo tipo de acción que actúe sobre la estructura (casa habitación) en forma permanente o eventual.

En el diseño de una estructura deberá considerarse el -- efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente.

Se considerarán tres categorías de acciones de acuerdo - con la duración en que obran sobre la estructura con su intensidad máxima:

- a).- ACCIONES PERMANENTES. Son las que obran en forma -- continua sobre la estructura y cuya intensidad puede considerarse que no varía con el tiempo.
- b).- ACCIONES VARIABLES. Son aquellas que obran sobre la estructura con una intensidad variable en el tiempo.
- c).- ACCIONES ACCIDENTALES. Son las que no se deben al - funcionamiento propio de la construcción y que pueden alcanzar valores significativos solo durante -- lapsos breves.

II.1 ACCIONES PERMANENTES

Esta categoría comprenderá:

- a).- La carga muerta, debida al peso propio de los elementos estructurales y al peso de los elementos no estructurales incluyendo las instalaciones, el peso del equipo que ocupe una posición fija y permanente en la construcción, y el peso estimado de futuros muros divisorios y de otros elementos no estructurales que puedan colocarse posteriormente.
- b).- El empuje estático de tierras y de líquidos de carácter permanente.

c).- Las deformaciones y los desplazamientos impuestos a la estructura tales como los debidos a presfuerzo o a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos.

Para la evaluación de las cargas muertas se emplearán -- los pesos unitarios especificados en la tabla siguiente. Los valores mínimos señalados se emplearán de acuerdo con el artículo 213 del reglamento "Requisitos de Seguridad y Servicio -- para las Estructuras" título IV, que se comentará en este trabajo más adelante, cuando sea más desfavorable para la estabilidad de la estructura considerar una carga muerta menor, como en el caso de flotación, lastre y succión producida por -- viento. En los otros casos se emplearan los valores máximos.

PESOS VOLUMETRICOS DE MATERIALES CONSTRUCTIVOS

M A T E R I A L	PESO VOLUMETRICO EN ton/m ³		
	MAXIMO	MINIMO	
I Piedras Naturales			
Arenisca (chilucas)	Secas	2.45	1.75
	Saturadas	2.50	2.00
Basaltos (p.braza)	secos	2.60	2.35
	Saturados	2.65	2.45
Granito		3.20	2.40
Mármol		2.60	2.55
Pizarras	secas	2.80	2.30
	saturadas	2.85	2.35
Tepetates	secos	1.60	0.75
	saturados	1.95	1.30
Tazontles	secos	1.25	0.65
	saturados	1.55	1.15
II Suelos			
Arena de grano de tamaño uniforme	seca	1.75	1.40
	Saturada	2.10	1.85
Arena bien graduada	Seca	1.90	1.55
	Saturada	2.30	1.95
Arcilla típica del valle de México en su condición normal		1.50	1.20

M A T E R I A L	PESO VOLUMETRICO EN ton/m ³	
	MAXIMO	MINIMO
III Piedras Artificiales, Concretos y Morteros.		
Concreto simple con agregados de peso normal.	2.20	2.00
Concreto reforzado	2.40	2.20
Mortero de cal y arena	1.50	1.40
Mortero de cemento y arena	2.10	1.90
Aplanado de yeso	1.50	1.10
Tabique macizo hecho a mano	1.50	1.30
Tabique macizo prensado	2.20	1.60
Bloque hueco de concreto ligero	1.30	0.90
Bloque hueco de concreto intermedio	1.70	1.30
Bloque hueco de concreto pesado	2.20	2.00
Vidrio plano	3.10	2.80

IV Madera

Caoba	Seca	0.65	0.55
	Saturada	1.00	0.70
Cedro	Seco	0.55	0.40
	Saturado	0.70	0.50
Oyamel	Seco	0.40	0.30
	Saturado	0.65	0.55
Encino	Seco	0.90	0.80
	Saturado	1.00	0.80
Pino	Seco	0.65	0.45
	Saturado	1.00	0.80

V Recubrimientos

	Pesos en Kg/m ²	
Azulejo	15	10
Mosaico de pasta	35	25
Granito o terrazo de 20 x 20	45	35
	30 x 30	55
Loseta asfáltica o vinílica	10	5

CARGA MUERTA ADICIONAL PARA PISOS DE CONCRETO

El peso muerto calculado de losas de concreto de peso normal, coladas en el lugar se incrementará en 20 Kg/m^2 . Cuando sobre una losa colada en el lugar o precolada, se coloque una capa de mortero de peso normal, el peso calculado de esta capa se incrementará también en 20 Kg/m^2 ; de manera que en losas coladas en el lugar que lleven una capa de mortero, el incremento total será de 40 Kg/m^2 .

La razón de hacer este incremento en losas coladas en el lugar, es para cubrir posibles irregularidades que se pudieran tener al hacer el colado; esto es, que mientras en el proyecto nosotros estimamos el peso propio de la losa en base a un peralte total de 20 cms., en la obra en algunas zonas el peralte haya sido de hasta 21 cms. Al hacer este incremento estamos cubriendo esta posible falla de construcción.

Tratándose de losas y capas de mortero que posean pesos volumétricos diferentes del normal, estos valores se modificarán en proporción a los pesos volumétricos.

II.2 ACCIONES VARIABLES

Esta categoría comprenderá:

- a).- La carga viva, que representa las fuerzas gravitacionales que obran en la construcción y que no tienen carácter permanente. Su efecto se tomará en cuenta en la forma en que se especifica más adelante.
- b).- Los efectos causados en las estructuras por los cambios de temperatura y por contracción.
- c).- Las deformaciones impuestas y los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo.
- c).- Los efectos de maquinaria y equipo, incluyendo cuando sean significativas, las acciones dinámicas que el funcionamiento de máquinas induzca en las estructuras debido a vibraciones.

De acuerdo con la combinación de acciones para la cual - se esté diseñando, cada acción variable se tomará con tres posibles intensidades:

Intensidad media, cuyo valor nominal se sumará al de las acciones permanentes, para estimar efectos a largo plazo.

Intensidad instantánea, cuyo valor nominal se empleará para combinaciones que incluyan acciones permanentes y - accidentales.

Intensidad máxima, cuyo valor nominal se empleará en combinaciones que incluyan exclusivamente acciones permanentes.

Se considerarán cargas vivas, las fuerzas gravitacionales que obran en una construcción y que no tienen carácter permanente: principalmente el paso de las personas.

La carga máxima w_m se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos en suelos, así como en el diseño estructural ante cargas gravitacionales, de los cimientos.

La carga instantánea w_a se deberá usar para diseño sísmico y por el viento, y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda - el área.

La carga media w se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos en materiales poco permeables (limos y arcillas) saturados.

Las cargas vivas unitarias nominales no se considerarán menores que las de la tabla siguiente. Donde A representa el área tributaria en metros cuadrados, correspondiente al elemento que se diseña.

TABLA DE CARGAS VIVAS UNITARIAS DE DISEÑO EN Kg/m²

DESTINO DEL PISO O CUBIERTA	w	wa	wm	Observación
I. Habitación (casas-habitación) apartamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, oficinas despachos y laboratorios.	70	90	120+420A ^{-1/2}	(1)
II. Comunicación para peatones pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público: Cuando sirven a no más de 200 m ² de área habitable	40	150	190+200A ^{-1/2}	
Cuando sirven a un área habitable superior a 200 m ² e inferior a 400 m ² .	40	150	150+400A ^{-1/2}	
Cuando sirven a 400 m ² o más de área habitable o a un lugar de reunión.	40	150	150+600A ^{-1/2}	
III. Cubierta y azoteas con pendientes no mayores de 5%	15	70	100	(2)
IV. Cubiertas y azoteas con pendientes mayores de 5% y menores de 20%.	5	20	60	(3)
V. Cubiertas y azoteas con pendiente mayor de 20%	5	20	30	(3) (4)

OBSERVACIONES

1) Por lo menos en una estancia o sala-comedor de las que -- contribuyen a la carga de una viga, columna u otro elemento estructural de una casa-habitación, edificio de apartamentos o similar, debe considerarse para diseño estructural w_m 250 Kg/m² y en las demás según corresponda al área tributaria en cuestión.

2) Las cargas vivas en estas cubiertas y azoteas pueden disminuirse si mediante lloraderos adecuados se asegura que el nivel máximo que puede alcanzar el agua de lluvia en caso de que se tapen las bajadas no produce una carga viva superior a la propuesta; pero en ningún caso este valor será menor que el correspondiente al especificado para cubiertas y azoteas con pendiente mayor de 5 y menor de 20 por ciento.

Las cargas vivas especificadas para cubiertas y azoteas no incluyen las cargas producidas por tinacos y anuncios. Estas deben preverse por separado y especificarse en los planos estructurales.

En el diseño de pretilas de cubiertas, azoteas y barandas para escaleras, rampas, pasillos y balcones, se supondrá una carga viva horizontal no menor de 100 Kg/m actuando al nivel y en la dirección más desfavorable.

3) Adicionalmente los elementos de las cubiertas deberán revisarse con una carga concentrada de 100Kg en la posición más crítica, si ésta resulta más desfavorable que la carga uniforme especificada.

4) Además en el fondo de los valles de techos inclinados se considerará una carga, debida al granizo, de 30 Kg por cada metro cuadrado de proyección horizontal del techo que desague hacia el valle.

Durante el proceso de construcción deberán considerarse las cargas vivas transitorias que puedan producirse; estas incluirán el peso de los materiales que se almacenen -----

temporalmente el de los vehículos y equipo, el del colado de plantas superiores que se apoyen en la planta que se analiza y del personal necesario, no siendo este último peso menor -- que la carga viva que se especifica para cubiertas y azoteas con pendiente no mayor de 5%.

II.3 ACCIONES ACCIDENTALES

Se considerarán acciones accidentales las siguientes:

- 1).- Sismo. Las acciones dinámicas o sus equivalentes estáticas debidas a sismos, deberán considerarse en la forma -- que se especifica en el capítulo XXXVII del Reglamento - "Requisitos de Seguridad y Servicio para las Estructuras título IV" del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.
- 2).- Viento. Las acciones estáticas y dinámicas debidas al -- viento se determinarán en la forma especificada en el ca pitulo XXXVIII del Reglamento que se menciona en el inci so anterior.
- 3).- Otras acciones accidentales. Estas serán explosiones, in cendios y otras acciones que puedan ocurrir en casos ex traordinarios. En general no será necesario incluirlas - en el diseño formal, sino únicamente tomar precauciones, en la estructuración y en los detalles constructivos, pa ra evitar comportamiento catastrófico de la construcción en casos de ocurrir tales acciones.

II.4 COMENTARIOS SOBRE LAS ACCIONES

Para fines de diseño las acciones se representan usualmente por medio de sistemas de cargas o de deformaciones impuestas, cuyo efecto sobre la estructura se supone equivalen te al de las acciones reales.

Estrictamente, los tres tipos de acciones son variables con el tiempo, Así, por ejemplo, la carga muerta sobre una -- estructura varía debido a cambios de humedad y efectos de ---

intemperismo. Sin embargo, para efectos de diseño esta carga constante. Por otra parte, la carga viva está compuesta por una parte semipermanente debida al peso de muebles y equipo - que solo cambia significativamente cuando hay cambios en el - tipo de ocupación del inmueble y otra parte debida a personas y, equipo móvil que varía continuamente con el tiempo. En la variación de las cargas accidentales, por ejemplo sismo, la - intensidad presenta picos en lapsos muy cortos y muy espaciados en el tiempo.

Desde la posición del diseñador los tres tipos de cargas son variables en el sentido de que su intensidad no puede fijarse con precisión en la etapa de diseño. Así, aún la carga muerta será variable en estructuras nominalmente idénticas de bido a diferencias en el espesor de los recubrimientos, pesos de elementos no estructurales y pesos volumetricos de los materiales por ejemplo; sin embargo, para una estructura dada el valor se considerará constante con el tiempo y, por tanto, las cargas de este tipo deberán intervenir en todas las combi naciones para las que se revise la estructura. Para las car-- gas variables, la intensidad que se deberá considerar en el - diseño será distinta según el tipo de combinación en estudio y según el efecto que se esté estudiando. Interesará princi-- palmente la carga viva máxima que se puede presentar en la vi da útil de la estructura; esta, superpuesta a las cargas per-- manentes formará la combinación de carga básica que debe con-- siderarse en el diseño. Por otra parte, cuando se considere - el efecto simultáneo de cargas permanentes y una carga acci-- dental, sismo por ejemplo, no es razonable suponer que en el - instante que ocurre el sismo está actuando también la carga - viva máxima sino que para estas combinaciones hay que conside-- rar la carga viva que puede estar actuando en un instante cu al quiera. Finalmente, cuando se quieran calcular los efectos a largo plazo como hundimientos de la estructura en arcilla, lo que interesa es el valor promedio de la carga viva, en un lap-- so relativamente grande.

Las acciones accidentales son las que están sujetas a --

mayor incertidumbre en cuanto a la intensidad máxima que se pueda presentar en la vida de la estructura.

De acuerdo con lo anterior todas las acciones son variables y prácticamente en ningún caso puede fijarse un límite superior que no pueda ser excedido por la intensidad de la acción. Por tanto, si en el diseño se quiere tomar un valor conservador, este deberá fijarse con criterios probabilísticos, o sea, este valor debe ser tal que la probabilidad de que sea excedido sea pequeña y prefijada.

Por otra parte, existen casos para los que es más desfavorable que alguna acción tome un valor mínimo, como el efecto de la carga viva cuando se esté revisando el volteamiento de una estructura. En estos casos, para ser conservadores en el diseño, hay que considerar un valor mínimo probable que debe fijarse con el mismo criterio anterior, para la carga viva usualmente existe una probabilidad no despreciable de que su valor sea cero en algún momento; por tanto, cuando su efecto sea favorable para la estabilidad de la estructura, la carga viva deberá considerarse nula.

II.5 BAJADA DE CARGAS

Como su nombre lo indica, esta parte del diseño consiste en cuantificar todas las acciones que actuarán durante la vida útil de la casa habitación: carga muerta, carga viva y carga accidental; para posteriormente canalizarlas hacia nuestros elementos estructurales. Generalmente la forma en que se hace trabajar una casa habitación es como sigue.

La losa carga el peso de los muebles y de las personas; ésta a su vez es soportada por las trabes o muros de carga -- (tabique o block). Las trabes por su parte transmiten lo que cargan a las columnas o muros de carga; y finalmente éstos -- hacen llegar la totalidad de las cargas a la cimentación. Esquemáticamente se puede ver en la siguiente figura.

La forma en que la losa distribuye lo que carga a las traveses o muros, está en función de la geometría de esta; en base a esto las podemos dividir en losas apoyadas en dos lados opuestos y en losas perimetrales, apoyadas en dos lados adyacentes, tres o en sus cuatro lados, cuya flexión se ejerce en dos direcciones perpendiculares entre sí.

Aunque una losa se encuentre apoyada en todo su perímetro, dejará de ser perimetral si su relación entre lado mayor y lado menor excede de una vez y media; en estos casos, las losas se colocarán tomando la flexión únicamente en sentido perpendicular a los apoyos.

En la figura 2 veamos la forma de repartirse las cargas en la losa y la carga que le corresponde a las vigas o traveses:

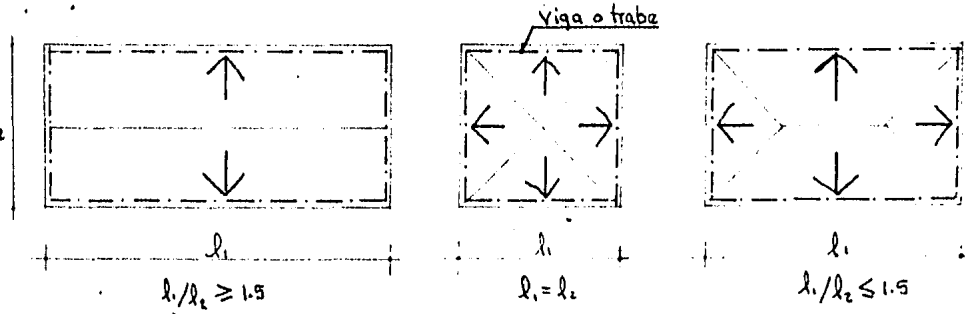
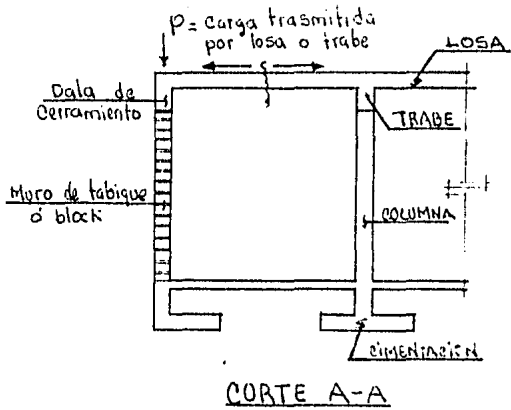
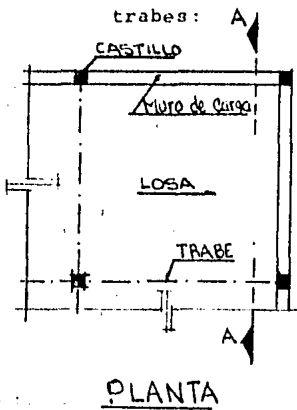


FIGURA 2

C A P I T U L O III

E S T R U C T U R A C I O N

III.- ESTRUCTURACION

Llamaremos estructuración a la forma de ordenar o colocar los diferentes elementos de carga de una casa habitación: muros, trabes, columnas, etc. Por tanto, para un mismo proyecto arquitectónico podemos tener dos o más soluciones de estructuración; esto dependerá en gran medida de la flexibilidad -- que nos otorgue el arquitecto proyectista para cambiar o modificar su proyecto. La solución más socorrida para casa habitación ha sido (y será) la de estructurar con muros de carga, - aunque existen casos especiales en los cuales se utilizan marcos de concreto o de estructura metálica. Definitivamente, -- quien diseñe una casa habitación por medio de marcos: o tiene dinero de sobra a quien se le hace el diseño; o es un mal proyectista. Más adelante se verán las dos alternativas de solución y las diferencias en el volumen de concreto y acero utilizados.

III.1 MUROS DE CARGA

Lo que aprenderemos en este tema será: revisar la resistencia de los muros bajo la acción de cargas estáticas verticales y su resistencia ante acciones laterales (viento, sismo) así como también la forma de reforzar los muros mediante el confinamiento extremo de ellos.

a).- REVISION POR CARGA VERTICAL

Lógicamente los muros más cargados serán los de la planta baja (sean los niveles que sean) por tanto se revisará el muro más cargado de este nivel; por ende los restantes estarán trabajando menos.

El primer paso será calcular la carga actuante de diseño sobre el muro $\rightarrow P_u$

Previamente conocemos el tipo de material que usare mos (tabique, block) en los muros, así como el mortero. En base a esto determinamos la resistencia de diseño a compresión de la mampostería (f_m^*).

Elegir el método de análisis (método simplificado o el método detallado) a utilizar según cumplan los requisitos establecidos en el Reglamento.

Según el método que se haya usado, se calculará la carga vertical resistente:

$$P_R = \frac{F_R F_E f_m^* A_T}{}$$

Y se comparará con la carga actuante última: P_u ; se deba cumplir que: $P_u < P_R$

b).- REVISION POR CARGA LATERAL

La resistencia a carga vertical de los muros resulta en todos los casos muy superior a la necesaria; sin embargo, hay que considerar que resulta crítico el efecto de la -- carga vertical más la flexión en el plano del muro debida a -- sismo. Se revisa como sigue.

Primero hay que elegir un método de análisis (en -- nuestro caso, usualmente, el método simplificado)

El sismo provoca fuerzas cortantes, las cuales deben ser resistidas por los muros de carga, para determinar estas fuerzas, se hace uso de la fórmula siguiente:

$$F_i = CW \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$$

Donde:

F_i = Fuerza sísmica en el nivel i

C = Coeficiente sísmico.

W = Peso total de la casa habitación

W_i = Peso de cada piso

h_i = Altura del piso i a la base.

COEFICIENTE SISMICO

Se entiende por coeficiente sísmico "C" el cociente --- de la fuerza cortante horizontal en la base de la construcción sin reducir por ductilidad, y el peso W de la misma sobre dicho nivel.

Para determinar el valor del coeficiente sísmico, se deberán tomar en cuenta los factores siguientes:

- ___ Clasificación de la construcción según su uso.
- ___ Tipo de construcción según su estructuración, y
- ___ Clasificación del suelo donde se construirá.

En casas-habitación de 2 ó 3 niveles, generalmente se -- utiliza el método simplificado, siempre y cuando la construcción cumpla con los siguientes requisitos:

1.- En cada planta, al menos el 75% de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre sí, mediante losas corridas.

2.- En cada nivel existirán al menos dos muros perimetrales de carga paralelos o que formen entre sí un ángulo no mayor de 20 grados, estando cada muro ligado por las losas antes citadas en una longitud de por lo menos 50% de la dimensión de la construcción, medidas en las direcciones de dichos muros.

3.- La relación entre longitud y anchura de la planta de la construcción no excederá de 2.0

4.- La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base de la construcción no excederá de 1.5 y la altura no será mayor de 13m.

Para aplicar este método se hará caso omiso de los desplazamientos horizontales, torsiones y momentos de volteo y se verificará únicamente que en cada piso la suma de las resistencias al corte de los muros de carga proyectadas en la dirección en que se considera la aceleración, sea cuando menos igual a la fuerza cortante total que obre en dicho piso.

A continuación se presenta una tabla que nos proporciona los coeficientes sísmicos utilizados para el método simplificado, únicamente.

COEFICIENTES SISMICOS REDUCIDOS POR DUCTILIDAD
PARA EL METODO SIMPLIFICADO

ZONA	Muros de Piezas Macizas			Muros de Piezas Huecas		
	Altura de la Construcción			Altura de la Construcción		
	Menor de 4m.	Entre 4 y 7m.	Entre 7 y 13m.	Menor de 4m.	Entre 4 y 7 m.	Entre 7 y 13m.
I	0.06	0.08	0.08	0.07	0.11	0.11
II	0.07	0.08	0.10	0.08	0.11	0.13
III	0.07	0.09	0.10	0.08	0.10	0.12

En este cálculo, tratándose de muros cuya relación entre la altura de pisos consecutivos, h , y la longitud, L , exceda de 1.33, la resistencia se reducirá afectándola del coeficiente:

$$(1.33 \frac{L}{h})^2.$$

c).- TIPOS DE MUROS SEGUN SU ESTRUCTURACION

Para fines de diseño por cargas laterales se distinguen los siguientes tipos de muros de acuerdo a su estructura.

- 1.- Muros-diafragma estos son los que se encuentran totalmente rodeados por vigas y columnas de un marco estructural y su función es rigidizarlo para el efecto de fuerzas laterales.
- 2.- Muros confinados Estos son los que están reforzados con castillos y dadas que cumplen los requisitos siguientes.

Las dadas o castillos tendrán como dimensión mínima

el espesor del muro.

El concreto tendrá una resistencia a compresión f'_c , no menor de 150 Kg/cm^2 y el refuerzo longitudinal estará formado -- por lo menos de tres barras, cuya área total no será inferior a $0.2 f'_c/f_y$ por el área de castillo y estará anclado en los -- elementos que limitan al muro de manera que pueda desarrollar su esfuerzo de fluencia.

El área del refuerzo transversal no será inferior a $1000S/f_y d_c$, siendo "S" la separación de los estribos y d_c el peralte del castillo. La separación de los estribos no excederá $1.5 d_c$ ni 20 cm .

Existirán castillos por lo menos en los extremos de los muros y en puntos intermedios del muro a una separación no mayor que vez y media su altura, ni 4m .

Existirá una dala en todo extremo horizontal de muro, a menos que este último esté ligado a un elemento de concreto re forzado. Además existirán dalas en el interior del muro a una separación no mayor de 3m .

Además si la relación altura a espesor del muro excede de 30 , deberán preverse elementos rigidizantes que eviten la posibilidad de pandeo del muro, por cargas laterales.

3.- Muros reforzados interiormente. Estos son muros refo rizados con malla o barras corrugadas de acero, horizontales y verticales, colocadas en los huecos de las piezas, -- en ductos o en las juntas. Para que un muro pueda conside rarse como reforzado deberán cumplirse los siguientes requisitos mínimos.

__ La suma de la cuantía de refuerzo horizontal, P_h , y vertical, P_v , no será menor que 0.002 y ninguna de las dos -- cuantías será menor que 0.0007 . La cuantía de refuerzo ho rizontal se calculará como $P_h = A_{sh}/St$, donde A_{sh} es el -- refuerzo horizontal que se colocará en el espesor t del -- muro a una separación S ; $P_v = A_{sv}/tL$, en que A_{sv} es el -- área total de refuerzo que se colocará verticalmente en -- la longitud L del muro.

Todo espacio que contenga una barra de refuerzo deberá tener una distancia libre mínima entre el refuerzo y las paredes de la pieza igual a la mitad del diámetro de la barra y deberá ser llenado a todo lo largo con mortero o concreto. La distancia libre mínima entre una barra de refuerzo y el exterior del muro será de 1.5 cm. o una vez el diámetro de la barra, la que resulte mayor.

Para el colado de los huecos donde se aloje el refuerzo podrá emplearse el mismo mortero que se usa para pegar las piezas o un concreto de alto revenimiento, con agregado máximo de 1 cm. y resistencia a compresión no menor de 75 kg/cm^2 el hueco de las piezas tendrá una dimensión mínima mayor de 5 cm, y una área no menor de 30 cm^2 .

Deberá colocarse por lo menos una varilla No.3 en dos huecos consecutivos en todo extremo de muros en las intersecciones entre ellos o acada 3m. el refuerzo vertical y horizontal en el interior del muro tendrá una separación no mayor de 6 veces el espesor del mismo ni 90 cm, la menor de ellas.

La relación altura/espesor de estos muros, no será superior a 30, a menos que se provean elementos rigidizantes que eviten la posibilidad de pandeo del muro.

Deberá haber una supervisión continua en la obra que asegure que el refuerzo esté colocado de acuerdo a lo indicado en planos y que los huecos en que se aloja el refuerzo sean colocados completamente.

- c).- Muros no Reforzados. Se considerarán como muros no reforzados aquellos que no tengan el refuerzo necesario para ser incluidos en alguna de las tres categorías anteriores.

III. 2 MARCOS ESTRUCTURALES

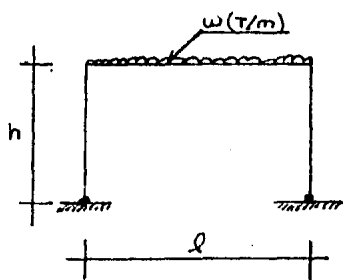
Los podemos definir "como una estructura formada por vigas rectas horizontales o con una inclinación, unidas a columnas o elementos rectos verticales o con una inclinación".

Los marcos pueden ser articulados o empotrados, o también articulados y empotrados; según estén unidos a sus bases por medio de articulaciones*

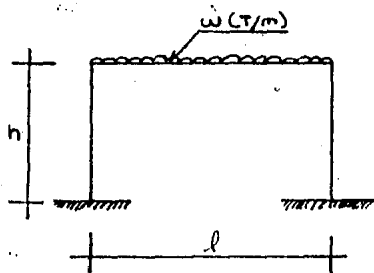
o estén unidas a las mismas, rigidamente.

Para su análisis los nudos en los marcos se suponen rígidos, es decir, que son capaces de mantener los ángulos iniciales entre todas las piezas y que aunque el nudo sufra rotación los ángulos formados por los elementos que en él concurren, no varían.

Quiero aclarar, que sobre este tema se podría profundizar hasta donde uno quiera, porque existe material para hacerlo, pero no es el fin de este trabajo, y por lo tanto no lo haré. Solo mencionaré cosas elementales como las descritas anteriormente para que el lector tenga una idea somera de lo que es un marco estructural.



Marco Articulado



Marco Empotrado

*Una articulación es un elemento que en un momento dado puede girar, es decir, que no hay suficiente enclaje. Una zapata pequeña es una articulación.

Para casas-habitación, comunmente los marcos se resuelven por el método de distribución de momentos, procedimiento que también se aplica a las vigas continuas, método válido y muy-fácil de aplicar para analizar estructuras hiperestáticas, -- cuando los esfuerzos permanecen dentro del límite elástico.-- Por este método es posible calcular los momentos en los nudos mediante sucesivas aproximaciones; con dichas aproximaciones es posible obtener rápidamente el grado de exactitud deseado.

La secuencia que se sugiere para resolver un marco por - el método de CROSS, es la que sigue.

- 1.- Se idealiza el marco y se dibuja.
- 2.- Se obtienen las rigideces.
- 3.- Obtenemos los factores de distribución.
- 4.- Se calculan los momentos de empotramiento.
- 5.- Primera distribución: se hace la suma algebraica, se cambia el signo y se multiplica por el factor de distribución.
- 6.- Se hace el primer transporte y los pasos siguientes son repetitivos hasta donde queramos la máxima precisión.

Cualquier duda, en el ejemplo correspondiente, se disipa rá

III.3 L O S A S

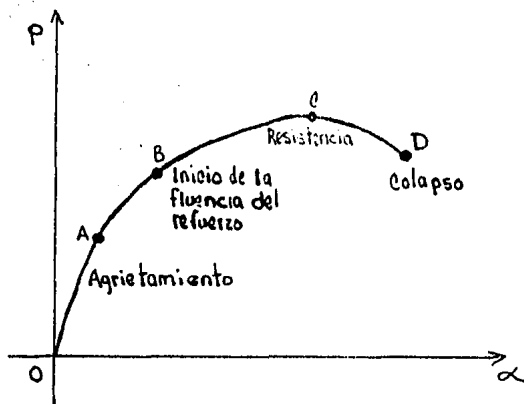
Introducción:

Las losas son elementos estructurales cuyas dimensiones en planta son relativamente grandes en comparación con su peralte. Las acciones principales sobre las losas son cargas -- normales a su plano, aunque en ocasiones actúan también fuerzas contenidas en el plano de la losa.

Las losas de concreto pueden ser macizas o aligeradas.- El aligeramiento se logra incorporando bloques huecos o tubos de cartón, o bién, formando huecos con moldes recuperables de plástico u otros materiales. Las losas aligeradas reciben a veces el nombre de losas encasetonadas o reticulares.

Comportamiento y modo de falla

La gráfica carga-deflexión en el centro del claro de una losa ensayada hasta la falla tiene la forma mostrada en la siguiente figura.



GRAFICA CARGA-DEFLEXION DE UNA LOSA.

Se pueden distinguir las siguientes etapas:

a).- Una etapa lineal O-A, en la que el agrietamiento del concreto en la zona de esfuerzos de tensión es despreciable. El agrietamiento del concreto por tensión, representado por el punto A, ocurre bajo cargas relativamente altas.

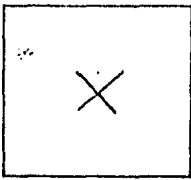
Las cargas de servicio de losas se encuentran generalmente cercanas de la carga correspondiente al punto A.

b).- La etapa A-B, en la que existe agrietamiento del concreto en la zona de tensión y los esfuerzos en el acero de refuerzo son menores que el límite de fluencia. La transición de la etapa O-A a la etapa A-B es gradual, puesto que el agrietamiento del concreto se desarrolla paulatinamente desde las zonas de momentos flexionantes menores. Por la misma razón, la pendiente de la gráfica carga-deflexión en el tramo A-B, disminuye poco a poco.

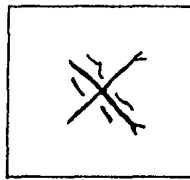
c).- La etapa B-C, en la que los esfuerzos en el acero de refuerzo sobrepasan el límite de fluencia. Al igual que el agrietamiento del concreto, la fluencia del refuerzo empieza en las zonas de momentos flexionantes máximos y se propaga paulatinamente hacia las zonas de momentos menores.

d).- Por último, la rama descendente C-D, cuya amplitud depende como en el caso de las vigas, de la rigidez del sistema de aplicación de cargas.

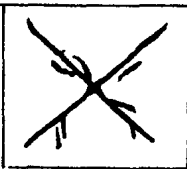
Para ilustrar el avance del agrietamiento y de la fluencia del refuerzo en distintas etapas de carga, se presenta en figura siguiente, las configuraciones de agrietamiento en la cara inferior de una losa cuadrada simplemente apoyada sujeta a carga uniformemente repartida en su cara superior, para distintos valores de la carga aplicada. Puede verse en la figura que el agrietamiento empieza en el centro de la losa que es la zona de momentos flexionantes máximas, y avanza hacia las esquinas a lo largo de las diagonales.



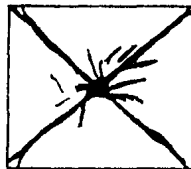
a) Carga baja



b) Carga regular



c) Carga alta



d) Carga de falla.

Configuraciones de agrietamiento para distintos valores de la carga.

Los análisis elásticos de losas indican que los momentos principales en una losa de este tipo se presentan precisamente en las diagonales. En etapas cercanas a la falla, se forman grietas muy anchas a lo largo de las diagonales, que indican que el acero de refuerzo ha fluido y ha alcanzado grandes deformaciones. Las deformaciones por flexión de la losa se concentran en estas líneas que reciben el nombre de líneas de fluencia, mientras que las deformaciones en las zonas comprendidas entre las líneas de fluencia son, en comparación muy pequeñas.

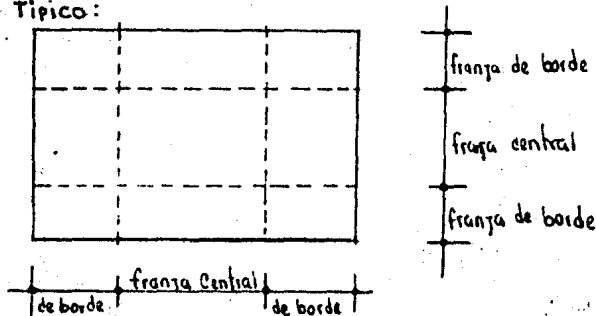
La amplitud de las zonas de comportamiento inelástico depende del porcentaje de refuerzo de flexión. Generalmente, este porcentaje es pequeño en losas, por lo que tales elementos resultan sobreforzados y las zonas inelásticas son amplias.

DIMENSIONAMIENTO POR EL METODO DEL REGLAMENTO DEL D.F.

Para dimensionar losas por este método, se obtienen los momentos flexionantes utilizando los coeficientes que se presentan en la tabla 1. Los momentos así obtenidos son momentos por unidad de ancho, por ejemplo, kg-m/m, después se calculan el peralte y el porcentaje de refuerzo utilizando las fórmulas de flexión, como si se tratase de vigas de ancho unitario. Por ejemplo, si los momentos están en unidades de kg-m/m, se considera que la losa está formada por vigas de un metro de ancho sujetas a los momentos flexionantes determinados a partir de los coeficientes de la tabla.

En losas dimensionadas por este método, deben considerarse divididas, en cada dirección, en dos franjas de borde y una central, como se muestra en la figura.

Tablero Típico:



La determinación de los anchos de las franjas se hace de la siguiente manera. Para relaciones de claro corto a claro largo mayores que 0.5, las franjas centrales tienen un ancho igual a la mitad del claro perpendicular a ellas, y cada franja extrema tiene un ancho igual a la cuarta parte del mismo. Para relaciones menores que 0.5, la franja central perpendicular al lado largo tiene un ancho igual a $A_2 - A$, y cada franja extrema, igual a $A/2$, donde A es el claro corto y A_2 es el claro largo. Para las franjas extremas los coeficientes que se obtengan de la tabla, deben multiplicarse por 0.6

Para doblar varillas y para aplicar los requisitos de adherencia y anclaje de acero de momento positivo, se supone que las líneas de inflexión están localizadas a una distancia de $(1/6 A)$ a partir de los bordes del tablero para los mismos requisitos del acero de momento negativo, se suponen localizadas las líneas de inflexión a $(1/5 A)$ a partir de los bordes del tablero.

El método descrito puede aplicarse únicamente si se satisfacen las siguientes limitaciones:

- a).- Los tableros son aproximadamente rectangulares
- b).- La distribución de las cargas que actúan sobre la losa es aproximadamente uniforme en cada tablero.
- c).- Los momentos negativos en el apoyo común de dos tableros adyacentes no difieren entre sí en más que 50% del menor de ellos.
- d).- La relación de carga viva a carga muerta no es mayor que 2.5 para los monolíticas con sus apoyos, ni mayor que 1.5 en otros casos.

De los párrafos anteriormente mencionados se desprende que para una casa habitación, por sus condiciones de trabajo, se recomienda utilizar para el dimensionamiento de las losas el Reglamento del Distrito Federal.

En algunos sistemas estructurales las losas se apoyan sobre muros o sobre vigas que a su vez se apoyen sobre columnas

TABLA 1

COEFICIENTES DE MOMENTOS PARA TABLEROS RECTANGULARES, FRANJAS CENTRALES

Para las franjas extremas multiplíquense los coeficientes por 0,60

Tablero	Momento	Claro	Relación de lados corto e largo, $m = a_1/a_2$															
			0		0,5		0,6		0,7		0,8		0,9		1,0			
			I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II		
Intergr. Todos los bordes continuos	Neg. en bordes interiores	corto	979	1018	553	565	465	476	432	438	351	367	333	338	284	292		
		largo	514	544	409	431	391	412	371	388	347	361	321	330	285	292		
	positivo	corto	672	668	312	322	268	276	228	236	197	199	158	164	126	130		
		largo	175	181	139	144	134	139	130	135	128	133	127	131	124	130		
De borde corto discontinuo	Neg. en bordes interiores	corto	979	1018	566	554	506	533	451	476	402	431	357	358	315	346		
		largo	516	544	409	431	391	412	372	397	350	369	320	341	297	311		
	Neg. en bordes dis.	corto	324	0	258	0	248	0	236	0	227	0	206	0	190	0		
	positivo	corto	632	658	329	356	292	306	243	261	200	219	167	181	133	144		
	largo	179	187	142	149	137	143	133	140	131	137	129	136	129	135			
De borde largo discontinuo	Neg. en bordes interiores	corto	1060	1143	593	674	514	546	453	487	397	420	346	344	297	311		
		largo	567	607	461	545	442	513	411	476	370	426	347	364	315	341		
	Neg. en bordes dis.	corto	651	0	362	0	321	0	283	0	250	0	219	0	190	0		
	positivo	corto	751	912	334	360	285	312	241	263	202	218	164	175	127	135		
	largo	185	200	147	158	142	153	136	149	135	146	134	145	133	144			
De espina adyacentes discontinuas	Neg. en bordes interiores	corto	1060	1143	598	653	530	562	471	520	419	464	371	412	324	364		
		largo	602	713	475	564	455	541	429	505	394	457	360	410	324	364		
	Neg. en bordes dis.	corto	651	0	362	0	321	0	277	0	250	0	219	0	190	0		
	positivo	corto	751	912	358	416	306	354	259	298	216	247	176	199	137	153		
	largo	191	212	152	169	146	163	142	158	140	156	138	154	137	153			
Aislada sobre toda discontinua	Neg. en bordes discontinuas	corto	570	0	553	0	530	0	470	0	430	0	380	0	330	0		
		largo	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0		
	positivo	corto	1100	1670	830	1390	800	1300	720	1190	640	1070	570	950	500	830		
	largo	200	250	500	830	500	650	500	640	500	630	500	600	500	630			

Caso I. losa colada monolíticamente con sus apoyos

Caso II. losa no colada monolíticamente con sus apoyos

Los coeficientes multiplicados por $10^{-4} w_0^2$ dan momentos por unidad de ancho

Para el caso I, a_1 y a_2 pueden tomarse como los claros libres entre paños de vigas; para el caso II se tomarán como los claros entre ejes, pero sin exceder el claro libre más dos veces el espesor de la losa.

mientras que en otros, las losas se apoyan directamente sobre columnas. Las primeras reciben el nombre de losas perimetralmente apoyadas y las segundas el de losas planas. En las losas planas se utilizan a veces ampliaciones en la zona de unión de la columna con la losa. Como el tamaño de las vigas de apoyo de losas perimetralmente apoyadas puede ser cualquiera, las losas planas pueden considerarse como un caso particular de las losas perimetralmente apoyadas en el que las vigas se han ido reduciendo de sección hasta desaparecer. Análogamente, las losas perimetralmente apoyadas pueden visualizarse como losas planas en las que se han rigidizado los ejes que unen las columnas. Las losas apoyadas sobre muros también pueden considerarse como un caso particular de losas perimetralmente apoyadas sobre vigas infinitamente rígidas.

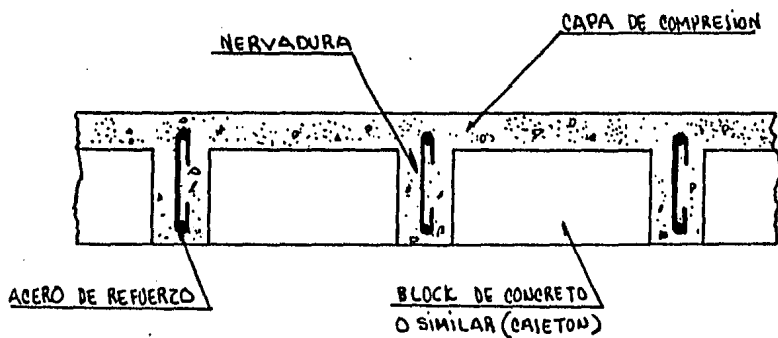
III.4 LOSAS NERVADAS

Estas losas son livianas y "elegantes", capaces de salvar grandes claros (8.00mts. ó más) gracias a que poseen una gran capacidad resistente (mayor brazo de palanca).

Se apoyan directamente sobre las columnas o muros sin necesidad de emplear traveses de carga intermedias. En caso de fuerzas horizontales (sismo o viento), se pueden suprimir los bloques del capitel y concentrar en ese sitio el material resistente necesario, obteniendo así un nudo monolítico de la losa con los apoyos.

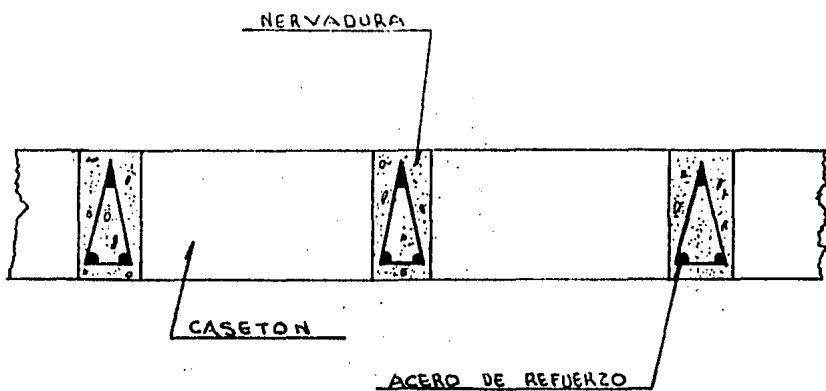
Las losas nervadas pueden estar apoyadas en dos de sus lados (armadas en un sentido) o apoyadas en todo su perímetro (armadas en dos sentidos), en ambos casos, las losas pueden llevar o no una capa de compresión como auxiliar a la resistencia de la sección, en el primer caso, las nervaduras son pequeñas vigas "T" y en el segundo, vigas rectangulares.

En la construcción de losas nervadas que consisten de nervaduras separadas o no por medio de bloques de relleno, la distancia entre dichas nervaduras no será mayor de 75cms. El ancho de las nervaduras no será menor de 10 cms.



En general esta forma es la más comunmente usada y recomendada, ya que la capa de compresión nos permite una mejor distribución de las cargas que graviten sobre losa y proporciona una mayor rigidéz.

Sin embargo, hay ocasiones que se construyen losas reticulares sin capa de compresión, como se ve en la figura.



Existen varios materiales con que se fabrican los casetones; los que se utilizan comunmente en casas habitación son los de bloque hueco de concreto ligero y los de poliestireno los cuales quedan ahogados en el concreto, como se ve en los ejemplos anteriores y otros que se fabrican de fibra de vidrio que tienen la ventaja que pueden ser extraídos al fraguar el concreto. La utilización de éstos últimos está encaminada, -- principalmente a la construcción de edificios grandes. Los -- casetones de fibra de vidrio son más caros que los de poliestireno, pero los primeros pueden usarse en varias ocasiones.

Por lo que respecta a forma de armar las nervaduras, este armado depende del acero que necesitemos para resistir las sollicitaciones últimas.

C A P I T U L O I V
C I M E N T A C I O N E S

IV.1. GENERALIDADES.

La cimentación tiene por objeto transmitir las cargas o acciones de la estructura (casa-habitación), a un estrato de suelo, en condiciones razonables de seguridad.

El conjunto de cargas que nos transmite la casa se transforma mediante la cimentación, en una presión aplicada en el suelo, que sigue alguna ley de distribución que dependerá de las características mecánicas del suelo y de la rigidez de la cimentación.

Para que la cimentación y desde luego la casa-habitación misma, se encuentre en condiciones razonables de seguridad, debemos revisar 2 factores que son muy importantes:

El primero se refiere a la capacidad de carga del terreno por "resistencia al corte", es decir, que no vaya a ocurrir que nosotros al cargar un terreno la cimentación vaya a penetrar en él. En caso de que esto sucediera, sería una falla por capacidad de carga del terreno por resistencia al corte. La falla se genera a lo largo de una superficie de corte.

En la siguiente pág. se ve la tabla con las capacidades de carga permisibles para diferentes terrenos.

ESFUERZOS ADMISIBLES PARA DIFERENTES TIPOS DE TERRENOS.

SUELOS

ESFUERZOS ADMISIBLES

Suelo fangoso, poco compacto	300 a 500 gramos por cm^2
Suelo tierra seca compactada	500 a 800 " " "
Suelo arenoso compacto	1000 a 1500 " " "
Suelo arcilloso húmedo	800 a 1000 " " "
Suelo arcilloso seco	1000 a 2500 " " "
Suelo roca suave	2000 a 4000 " " "
Suelo roca dura	4000 a 8000 " " "

Los valores anteriores se han determinado por numerosas pruebas experimentales. Para tenerlos en tonelada por metro cuadrado, basta multiplicar por 10,000 (diez mil) y dividir por 1'000,000 (un millón).

Así una reacción de 300 gramos por cm^2 es igual a 3 toneladas por metro cuadrado.

NOTA: La tabla anterior debe utilizarse con precaución y tomando en cuenta la experiencia del diseñador.

No todas las fallas se deben nada más a la baja resistencia al corte de los suelos; se pueden deber también a que las estructuras, aunque no fallen o sufran colapso al estar cimentadas sobre un terreno sí sufran fuertes hundimientos; es decir, necesitamos calcular también los asentamientos de la estructura. Lo anterior, es el segundo concepto que debemos revisar de una cimentación.

En el cálculo de asentamientos, se cuenta con una serie de teorías - para calcularlos; es usual estudiar dichas teorías en los cursos de Mecánica - de Suelos, por ejemplo la Teoría de consolidación de Terzaghi, que sirve para poder predecir los asentamientos en suelos finos saturados que sufren las - - estructuras, sin embargo para los casos de suelos arenosos aún no se cuenta con teorías aplicables.

IV.2. CIMENTACIONES USADAS EN CASAS-HABITACION

Generalmente se utilizan las llamadas cimentaciones someras, que son aquellas que transmiten la carga a estratos superficiales del suelo y sin que - haya sustitución por excavación. En realidad consiste en una ampliación de la - base con objeto de transmitir al suelo una presión en condiciones de seguridad - como son:

- a).- Zapatas aisladas.
- b).- Zapatas corridas.
- c).- Losas de cimentación.

Por zapata se designa a un cimiento formado por una losa que proporciona la suficiente presión de contacto para impedir la falla del suelo.

Cuando soporta una sola columna se conoce como zapata aislada. Algunas veces la columna se amplía de sección al unirse con la zapata, formando lo que se designa como dado o pedestal. Mediante este elemento de transición se logra:

1). Reducir los esfuerzos directos de compresión sobre la zapata; 2). Reducir el espesor de la zapata; 3). Desarrollar mayor esfuerzo de adherencia en el acero de refuerzo.

La diferencia entre zapata y losa de cimentación se refiere a que en el primer caso la carga de la estructura se transmite a una parte de la superficie que cubre la construcción, mientras que en el segundo caso la carga se transmite a la totalidad de dicha superficie.

La zapata aislada se diseña para transmitir la carga que recibe de una sola columna.

Las zapatas corridas transmiten la carga que reciben de un muro de carga o de una hilera de columnas.

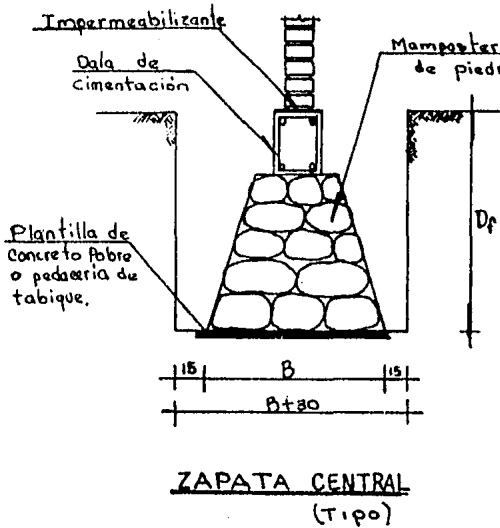
El fin de este trabajo, es aprender a diseñar una casa-habitación en condiciones óptimas; esto implica entre otras cosas minimizar los costos. Tomando en cuenta que las cargas que le transmitimos al terreno son bajas y por tanto los esfuerzos generados no son altos se puede emplear una cimentación de mampostería. Esta sería una forma de empezar a lograr nuestro objetivo, ya que si hacemos una comparación económica, nos damos cuenta que es más costosa una cimentación de zapatas de concreto.

Claro que pudiera existir el caso de que lo anterior no fuera cierto, es decir, que fuera más caro conseguir la mampostería que hacer el concreto; pero estos son casos poco vistos.

Para efecto de este trabajo se presentan a continuación algunos cortes esquemáticos de diferentes tipos de zapatas.

En el capítulo V (Ejemplos y REcomendaciones ...) se diseñan algunas de las cimentaciones mencionadas.

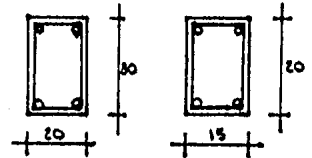
IV.3 CIMENTACION TIPO MAMPOSTERIA



DALA DE CIMENTACION
4 VAR. #4
E #2 @ 20

PARA CASAS DE 2 NIVELES,
LAS SIGUIENTES DIMENSIONES -
FUNCIONAN CORRECTAMENTE:

TERRENO BLANDO	TERRENO FIRME
3 a 5 Ton/m ²	8 Ton/m ² en adelante.
1.0 a 1.5	0.50 a 0.80

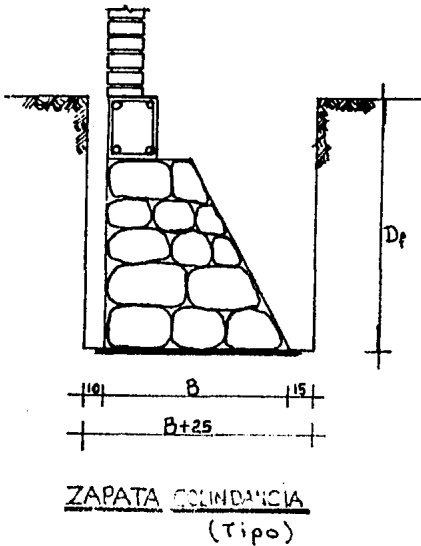


PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (D_f)

Generalmente la profundidad de desplante (D_f) va de 0.50 M a 1.20 M. y depende del terreno.

El fin que se persigue puede decirse que es:

- Que la casa no quede cimentada sobre terreno vegetal, y
- Que por la erosión no quede descubierto el cimiento para que así transmita las cargas en forma razonable.



En cimientos de piedra braza la pendiente de las caras inclinadas, - medida desde la arista de la dala o muro, no será menor que 1.5 (vertical) : 1 (horizontal).

En cimientos de mampostería de forma trapecial con una talud vertical y el otro inclinado, tales como cimientos de lindero, deberá verificarse la - estabilidad del cimiento a torsión. De no efectuarse esta verificación, deberán existir cimientos perpendiculares a ellos a separaciones no mayores de las que señala la siguiente tabla:

Presión de contacto ² con el terreno, P Ton/m ²		Claro máximo, en M.	
		Caso (1)	Caso (2)
P	2.0	5.0	10.0
2.0 P	2.5	4.5	7.5
2.5 P	3.0	4.0	6.0
3.0 P	4.0	3.0	5.0
4.0 P	5.0	2.5	4.5

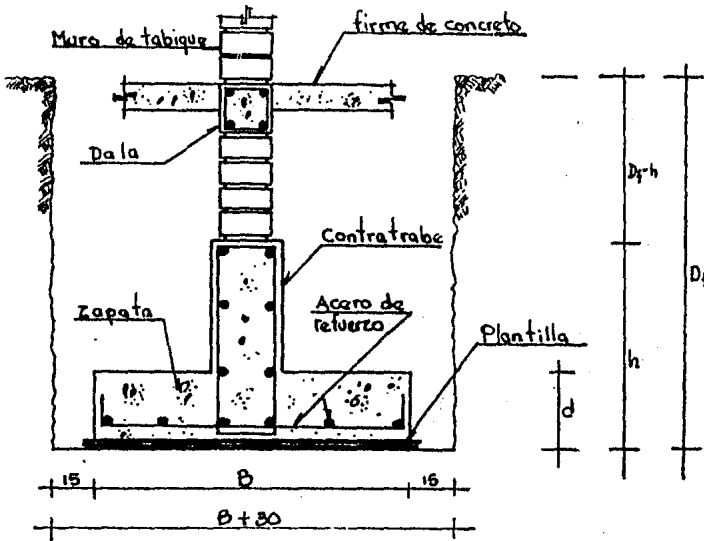
En todo cimiento deberán colocarse dalas de concreto reforzado, tanto sobre los cimientos sujetos a momento de volteo como sobre los perpendiculares a ellos. Los castillos deben empotrarse en los cimientos no menos de 40 cm.

En la tabla anterior, el claro máximo permisible se refiere a la distancia entre los ejes de los cimientos perpendiculares, menos el promedio de los anchos medios de estos. Los casos (1) y (2) corresponden respectivamente a - - mampostería ligada con mortero de cal y con mortero de cemento. No deberán existir planos definidos de falla transversal al cimiento.

RECOMENDACIONES DE CONSTRUCCION.

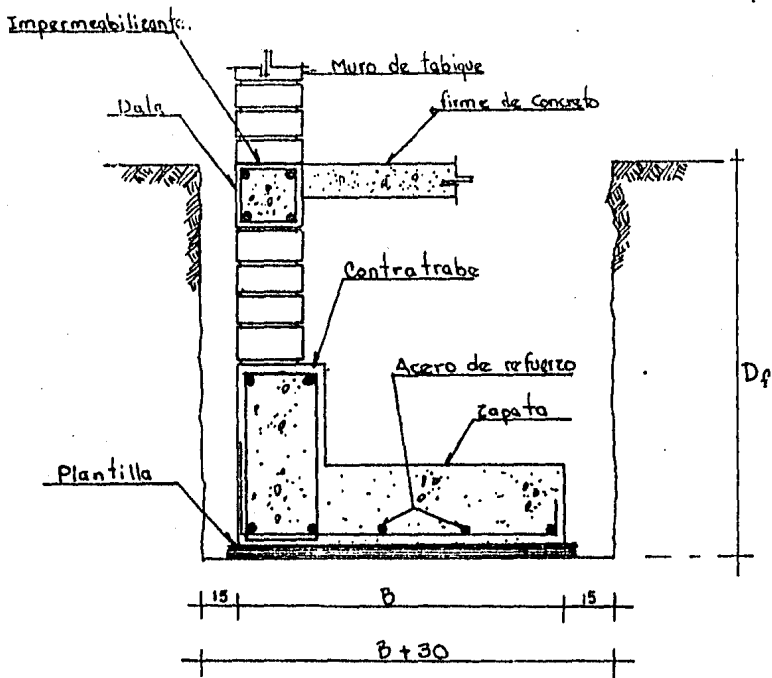
La mampostería se desplantará sobre una plantilla de mortero o concreto que permita obtener una superficie plana. La resistencia mínima del mortero a la compresión será de 15 kg/Cm^2 . En las primeras hiladas se colocarán las piedras de mayores dimensiones y las mejores caras de las piedras se aprovecharán para - los paramentos. Cuando las piedras sean de origen sedimentario se colocarán de manera que los lechos de estratificación queden normales a la dirección de las - compresiones. Las piedras deberán humedecerse antes de colocarlas y se acomodarán de manera de llenar lo mejor posible el hueco formado por las otras piedras. Los vacíos se rellenarán completamente con piedra chica y mortero. Deberán usarse pie dras a tizón, que ocuparán por lo menos una quinta parte del área del paramento y estarán distribuidas en forma regular.

IV.4. ZAPATA DE CONCRETO



DIMENSIONES RECOMENDABLES PARA CASAS DE DOS NIVELES.

Elemento	Terreno blando $q = 3 \text{ a } 5 \text{ Ton/m}^2$	Terreno firme $q = 8 \text{ Ton/m}^2$ en adelante
	(cm)	(cm)
Zapata (B)	de 100 a 150; $d=15$	de 70 a 80 ; $d = 15$
Contra trabe (bxh)	(20x50)	(20x40)
dala (bxh)	(15x15)	(15x15)
Profundidad (D_f) de desplante	de 50 a 120	de 50 a 120



ZAPATA DE COLINDANCIA
(Tipo)

Como las zapatas de lindero cargan menos que las zapatas intermedias el ancho "B" se reduce :

	B (cm.)
En suelos blandos	80 a 100
En suelos firmes	50 a 70

La contratrabe, dala y espesor de zapata será igual que en las zapatas intermedias.

IV.5 HUNDIMIENTOS DE LAS CASAS

Se dice que las arcillas son normalmente consolidadas cuando nunca han estado sometidas a una presión mayor que la que corresponde a la que soportan por el efecto de las capas de suelo sobre las mismas. Sobre este tipo de arcilla se coloca una estructura, es posible que sufra un fuerte asentamiento debido a la carga que se le agrega y debido a la expulsión del agua contenida en sus poros. Más como este tipo de suelo presenta un coeficiente de permeabilidad muy bajo (1.0×10^{-7} cm/seg., aproximadamente) el asentamiento ocurre muy lentamente, Si la arcilla tiene una alta resistencia al corte y baja compresibilidad, el asentamiento puede ser muy pequeño, y el empleo de zapatas aisladas puede ser el sistema adecuado de cimentación.

La deformación AH o que puede sufrir un estrato de suelo de espesor H , bajo una presión uniforme AP o Tz puede estimarse conociendo los resultados de la prueba de consolidación unidimensional.

Por otro lado, como para una casa=habitación, generalmente no se hacen estudios de Mecánica de Suelos, a continuación se muestra una forma de calcular los asentamientos aproximados aplicando expresiones muy sencillas:

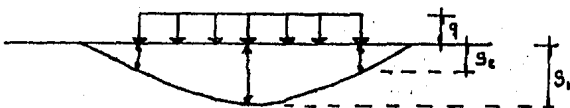
El asentamiento de contacto que produce una cimentación superficial sobre el suelo de desplante de la misma, puede calcularse, para una área cuadrada, como sigue:

Para el centro del área cargada uniformemente:

$$S_1 = 0.84 \frac{q \cdot B}{E}$$

Para la esquina del área cargada uniformemente:

$$S_2 = 0.43 \frac{q \cdot B}{E}$$



Si el área cargada es rectangular, la expresión a emplear, para el esquina, es:

$$S = qB \frac{1 - u^2}{E} N$$

En las expresiones anteriores:

S = Asentamiento, en cm

q = Presión de contacto, en kg/cm²

B = Ancho del área cargada, en cm.

E = Módulo de elasticidad del suelo, en kg/cm²

u = Módulo de Poisson

N = Valor de influencia que depende de la relación largo a ancho (L/B) del área cargada.

Los siguientes valores se deberán tomar con precaución y criterio. De la experiencia del diseñador dependerá los valores que se tomen.

Los valores de N dados por Schleicher

Módulo de elasticidad estático.

son:

L/B	N
1.0	0.56
2.0	0.76
3.0	0.88
4.0	0.95
5.0	1.00

arcilla	E (kg/cm ²)
Muy blanda	3
blanda	30
Mediana	45-90
Compacta	90-200

Relación o Módulo de Poisson, aproximado

Para diferentes materiales

arcilla húmeda	- - -	0.10 a 0.30
" arenosa	- -	0.20 a 0.35
" saturada	- -	0.45 a 0.50
Limo	- - - -	0.30 a 0.35
Limo saturado	- - -	0.45 a 0.50
Arena suelta	- - - -	0.20 a 0.35
Arena densa	- - - -	0.30 a 0.40
Arena fina	- - - -	0.25
Arena gruesa	- - - -	0.15

Si la relación de la profundidad de desplante (Z) al ancho (B) es igual a 1, o sea $B = z$, el asentamiento de contacto será 0.75 del valor calculado. Si z es mayor que B se tomará 0.50 del valor.

IV.6 CIMENTACIONES SOBRE ARCILLAS EXPANSIVAS.

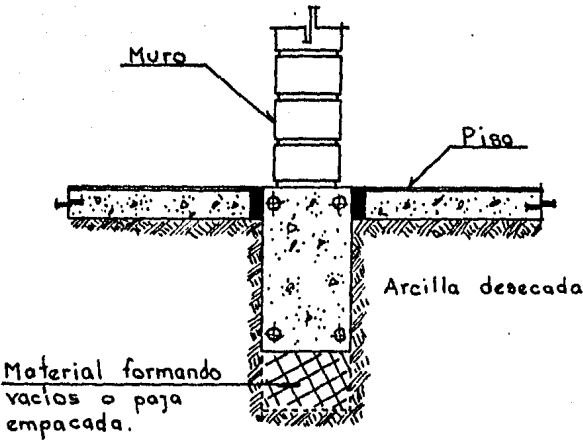
Se llaman arcillas expansivas aquellas que presentan un gran cambio de volumen con los cambios de humedad. Así, cuando ellas se humedecen sufren fuerte expansión, y cuando se secan se contraen bastante. Las casas habitación, cimentadas sobre arcillas expansivas, han sufrido daños de consideración en climas de largos períodos de sequía e intermitentes períodos de humedad. Pequeñas zapatas soportando livianas cargas son más fácilmente levantadas o movidas por la arcilla expansiva que las grandes zapatas soportando cargas pesadas, aun estando ambas calculadas bajo la misma presión de contacto.

Cuando la arcilla se encuentra a considerable distancia bajo la superficie, ella no se expande y contrae tanto como cuando se encuentra cerca de la superficie, ya que la primera es menos afectada por los cambios de clima. Por lo tanto, los daños por levantamiento de las zapatas pueden ser reducidos colocando a las mismas a suficiente distancia bajo la superficie.

Algunas veces, cuando se colocan vigas de cimentación sobre arcillas desecadas, dichas vigas pueden ser reventadas debido a la presión que sobre ellas provoca la arcilla al sufrir expansión.

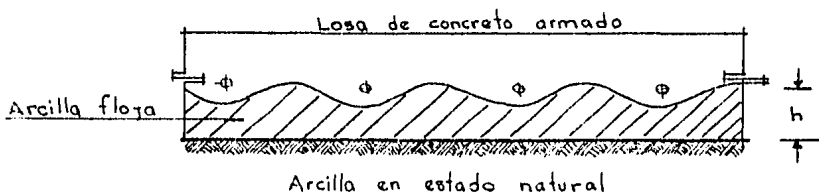
Aun cuando las vigas hayan sido reforzadas para resistir una alta presión, el levantamiento o movimiento de los soportes de las vigas pueden causar tanto daño como si las mismas vigas se reventaran. Por lo tanto es necesario tomar las precauciones debidas para proveer cierto vacío bajo las vigas a efecto de que la arcilla pueda sufrir expansión sin ejercer presión de levantamiento sobre las vigas.

La forma más simple de proveer cierto vacío bajo las vigas consiste en excavar unos cincuenta centímetros debajo de las mismas y luego colocar el material en estado suelto a fin de que la arcilla tenga espacio para sus movimientos. En muchos casos paja o hierba empacada en el fondo de las zanjitas para las vigas ha dado muy buenos resultados ya que cuando la arcilla comienza a hincharse ella comprime a la paja evitando así que presione fuertemente sobre las vigas.



Cuando se quiera colocar un piso al nivel del suelo y sobre arcilla dese cada, lo única manera de evitar que se levante y dañe es haciendolo de concreto armado soportado sobre un marco estructural y dejando un espacio en su parte inferior para que la arcilla pueda sufrir cualquiera hinchazón sin estar en contacto con la parte inferior de la losa.

Un método que se puede usar ocasionalmente, ya que no es completamente seguro, es el de aflojar la arcilla unos 30 cms. y colar sobre ella el piso armado como puede verse en la figura que sigue:



Si la arcilla desecada es del tipo poco expansiva, el método anterior pue de resultar satisfactorio y evitar así daños al piso y a la construcción. Sin - - embargo, es necesario adaptar la profundidad h a las condiciones existentes, o sea que el volumen que debe comprimirse la arcilla floja debe ser mayor, o por lo menos igual, al volumen que se hinchará la arcilla bajo la capa aflojada.

Otro método efectivo para proveer de vacío bajo la cimentación es mediante el empleo de cajas de fibra de plástico o de concreto.

Los países que han reportado suelos expansivos son: Argentina, Australia, Birmania, Canadá, Cuba, Etiopía, España, Estados Unidos, Israel, Irán, México, Mónaco, Rodesia, Sudáfrica, Turquía, Venezuela.

A manera de tener una idea del problema que presentan estos materiales expansivos se muestra la tabla siguiente con datos de 1973, en los Estados Unidos.

Daños en 1973	Estimación del promedio anual de pérdidas en millones de dólares.	
casas-habitación.	300	(13.3%)
Edificios para comercios	360	(16.0%)
Multifamiliares	80	(3.5%)
Banquetas, calles y estaciona-		
mientos	110	(4.9%)
Caminos.	1140	(50.6%)
Estructuras bajo tierra	100	(4.4%)
Aeropuertos	40	(1.8%)
Otros	125	(5.5%)
T O T A L .	2,255	(100%)

En México no tenemos aún estadísticas del tipo mostrado arriba, quizá porque el problema no es de tal magnitud, dado el tamaño e importancia donde se localizan los materiales expansivos. Entre las ciudades de la República -- donde se han detectado estos tipos de suelo se tienen: Apatzingán, Mich., Celaya, Gto., Cd. Obregón, Son., Cuernavaca, Mor., Culiacán, Sin., Chihuahua, Chih., Chilpancingo, Gro., León, Gto., Durango, Dgo., Hermosillo, Son., Iguala, Gro.,

Irapuato, Gto., Mexicali, B.C.N., Morelia, Mich., Querétaro, Qro., Reynosa, Tamps., Rfo Bravo, Tamps., Villahermosa, Tab.

LAS SOLUCIONES MAS EMPLEADAS SON:

- 1°.- Sustituir el material expansivo por material inerte.
- 2°.- Atravesar el estrato expansivo con pilotes cortos apoyados en el estrato inerte.
- 3°.- Construir una losa de cimentación doblemente armada, con refuerzo suficiente para hacerla rígida y soportar las deformaciones y presiones del terreno.
- 4°.- Dejando espacios vacíos entre superficies del terreno y losa de piso, o bien oquedades distribuidas en toda el área ocupada por la construcción de tal forma que al expandirse el movimiento sea horizontal hacia las oquedades y no vertical.
- 5°.- El suelo expansivo también puede ser estabilizado, con cal, cemento soluciones químicas, etc.

IV.7 CIMENTACIONES EN SUELOS COLAPSABLES.

Si un suelo friccionante de estructura simple con los contactos de sus granos cementados, al sumergirse en agua su estructura falla por la disolución del agente cementante, se dice que es un suelo colapsable. La magnitud del asentamiento puede determinarse sometiendo muestras con su humedad natural a esfuerzos geostáticos para posteriormente mantenerla saturada por inmersión de agua, bajo estas circunstancias se observará una pérdida en su resistencia al corte - provocada por la disolución del agente cementante.

Estos depósitos son comunes en zonas áridas con el nivel de agua freáticas (N.A.F.) a gran profundidad. En ciertas localidades, el riego de los jardines puede causar problemas a las estructuras cercanas.

Los loess son depósitos colapsables eólicos de grano fino. Estos sedimentos se caracterizan por una completa ausencia de grava, con aproximadamente el 90% de material fino que pasa la malla número 200 y del 0% al 15% es menor de 5 micras.

Su peso específico relativo varía de 1.1 a 1.8. Los límites de consistencia varían considerablemente dependiendo de su contenido de arcilla, el límite líquido tiene un rango aproximado entre 25% y 55%, el límite plástico de 15 a 30%. La oquedad natural fluctúa de 0.67 a 1.50. Generalmente para pesos volumétricos mayores a 1440 kg/m^3 los asentamientos son pequeños. Clevenger en 1958 indicó - que resistencias mayores de 50 Ton/m^2 en loess secos pueden disminuirse hasta - 2.5 Ton/m^2 , bajo condiciones de saturación. En otras palabras, si se cimenta sobre ellos una estructura puede que no se tengan asentamientos considerables, pero si ese material se satura, o por alguna razón aumentá su humedad, la cimentación sufre un hundimiento fuerte, al asentarse bruscamente el terreno. Por eso se les conoce como "suelos colapsables"

Los loess modificados a compactos en general son materiales satisfactorios para las cimentaciones cuando su peso específico es mayor a 1600 kg/m^3 . Una estabilidad adicional puede obtenerse con la adición de cal o cemento.

IV.8 CIMENTACIONES EN ZONAS MINADAS.

A fines del siglo pasado los materiales para construcción fueron explotados con herramientas manuales en los lomeríos del poniente de la Cd. de México. De estos túneles se extraía piedra pómez, tepetate ligero, entre otras. Por la fácil explotación y la fuerte demanda el número de cavernas aumentó considerablemente. Se desarrollaron al azar, sin ningún procedimiento lógico, originando - actualmente un fuerte problema desde el punto de vista de ingeniería de cimentaciones, ya que es problema su localización por la existencia de derrumbes que las ocultan. Para su localización, se pueden seguir procedimientos que van desde el reconocimiento superficial visual hasta el uso de métodos de explotación geofísica y el uso de fotografías aéreas de años anteriores y recientes.

Una vez localizada la mina se pueden seguir los tratamientos siguientes:

- 1°.- Relleno de cavidades e inyección.
- 2°.- Excavación y relleno compactado
- 3°.- Refuerzo con bóvedas y protección contra intemperismo.
- 4°.- Cimentaciones profundas.

Para el primer tratamiento se limita el área por rellenar con costales o mampostería después se coloca la mayor cantidad posible de material inerte en bloques, y desde el exterior se vacía un relleno fluido, que al fraguar adquiere la resistencia adecuada, posteriormente se inyectan a presión lechadas con aditivos expansores.

Cuando el espesor del techo no es potente se puede emplear el método de excavación y relleno compactado.

JUNTAS CONSTRUCTIVAS

Es conveniente poner juntas de construcción en los siguientes casos:

- a).- En arcillas expansivas, la losa de cimentación va sufrir fuertes movimientos es por ello que beneficia colocar dichas juntas.
- b).- También es benéfico colocar juntas constructivas por temperatura, cuando el terreno es firme cada 3 ó 4 casas. En suelo blando en cada casa.

PROBLEMAS CON EL AGUA.

Cuando se va a construir un conjunto habitacional, es conveniente proyectar el drenaje para no tener problemas con el agua: con un buen sistema de cunetas y subdrenajes.

Otro problema, es el de la humedad. Principalmente por capilaridad. Algunas soluciones son:

- 1).- Entre la dala de repartición y el muro de tabique poner impermeabilizante.
- 2).- Entre el terreno natural y el firme de desplante colocar una capa de grava sin finos, que funciona como capa rompedora de capilaridad.

Estas son las soluciones más usadas.

C A P I T U L O V

EJEMPLOS Y RECOMENDACIONES PARA DISEÑO

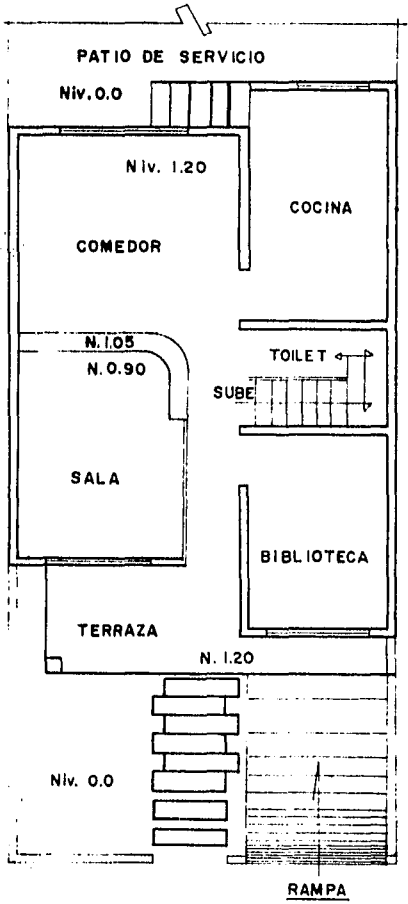
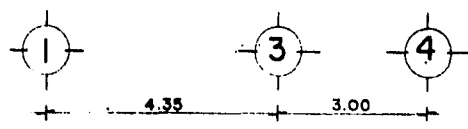
CAPITULO V

V.- EJEMPLOS Y RECOMENDACIONES PARA DISEÑO:

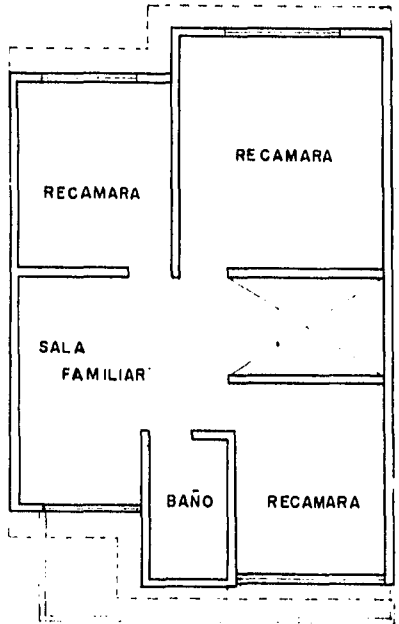
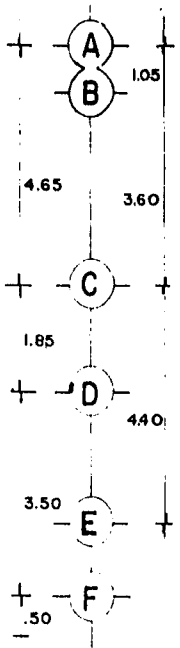
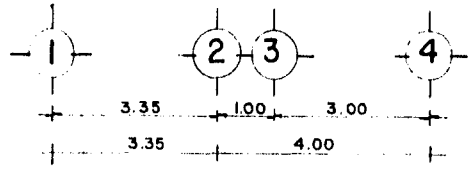
Este capítulo es con el fin de proporcionar un camino más para calcular una estructura completa. En la mayoría de los casos, es frecuente el cálculo de una losa, una trabe o o bien una columna, pero no siempre se está acostumbrando al análisis y diseño de un conjunto estructural .

Para conseguir los mejores resultados, esto es, que el lector visualice, entienda y aprenda a diseñar cualquier tipo de casa, me he valido de un ejemplo muy realista y que contempla todos los posibles casos de diseño que se puedan presentar.

En este ejemplo se aplicará todo lo estudiado en los anteriores capítulos.



PLANTA BAJA

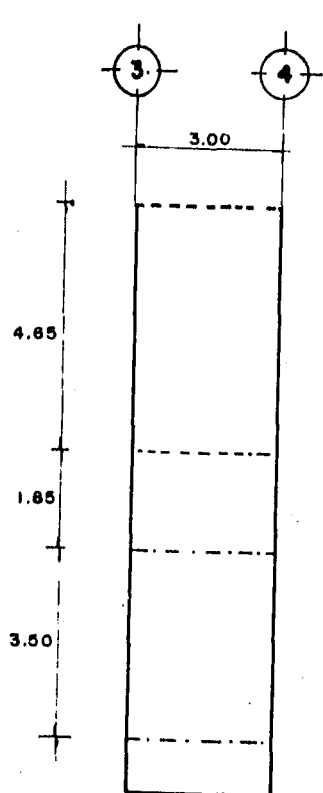


PLANTA ALTA

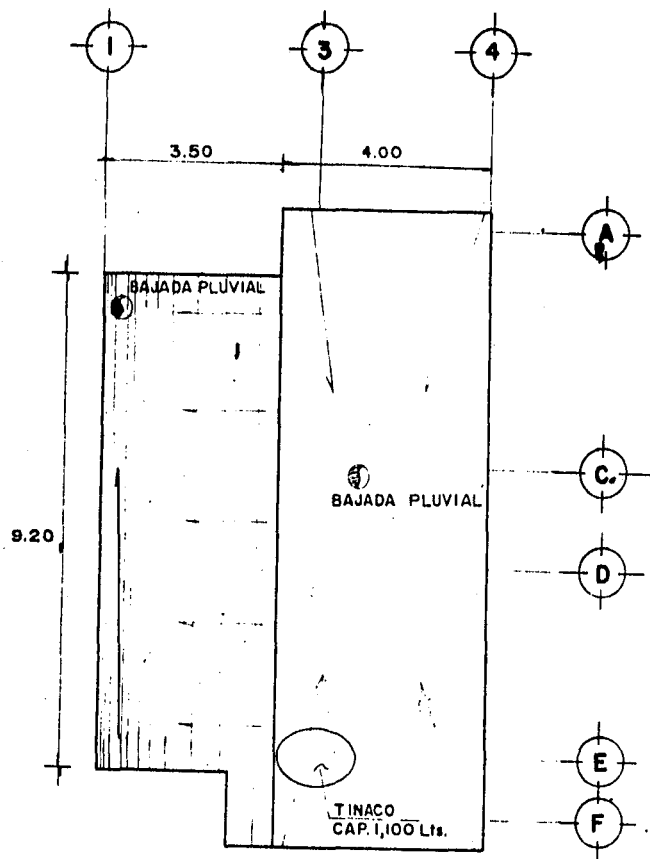


ESC 1:100

	U.N.A.M. UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO FACULTAD DE INGENIERIA			
	TESIS PROFESIONAL "DISEÑO DE CASAS HABITACION"			
	JULIO CESAR RIVERA PÉREZ			
	REVISO	FECHA:	ESCALA	LAMINA N.
ING. DEMENECHI		MARZO 1985	No. 11100	

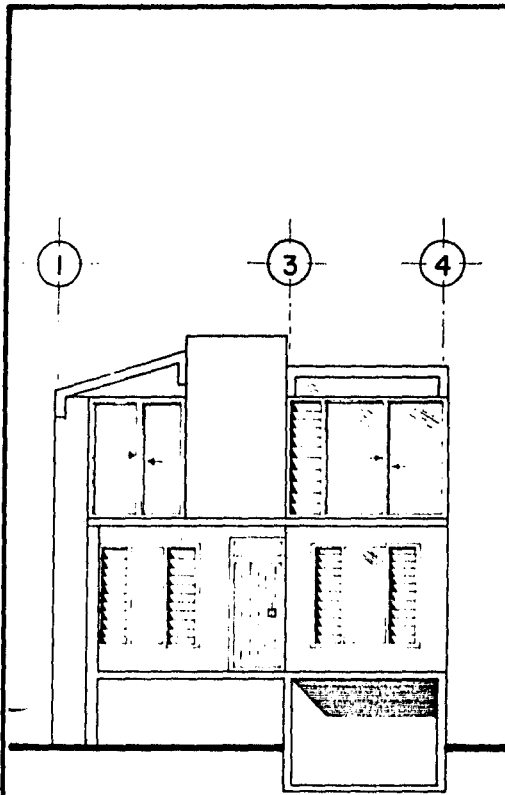


PLANTA LOSA GARAGE

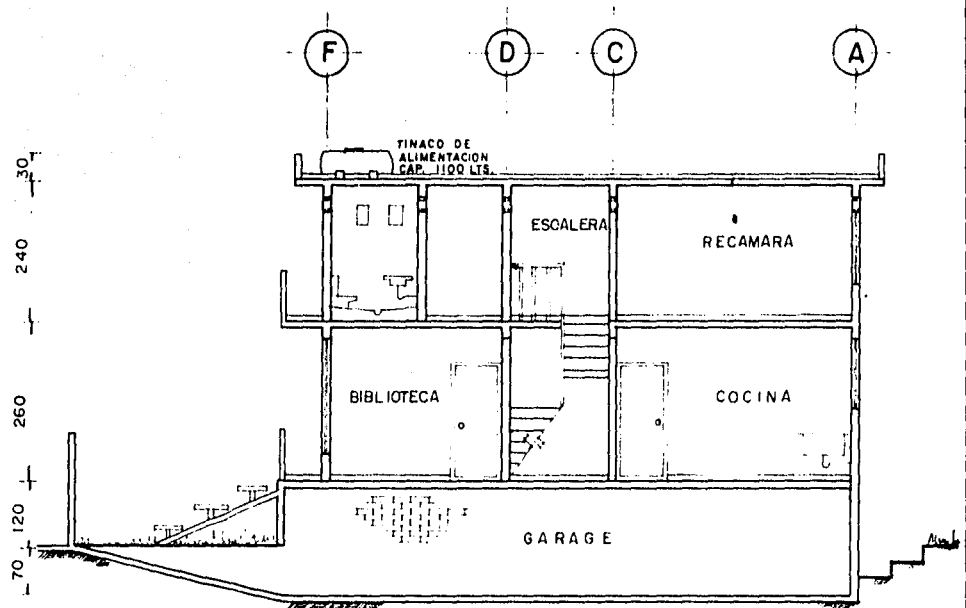


PLANTA DE AZOTEA

	U.N.A.M. UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO FACULTAD DE INGENIERIA		
	TESIS PROFESIONAL "DISEÑO DE CASAS HABITACION"		
	JULIO CESAR RIVERA PEREZ		
	REVISO: ING ADEMENEGLI	FECHA: MARZO 1985	ESCALA: No 1/100



FACHADA PRINCIPAL

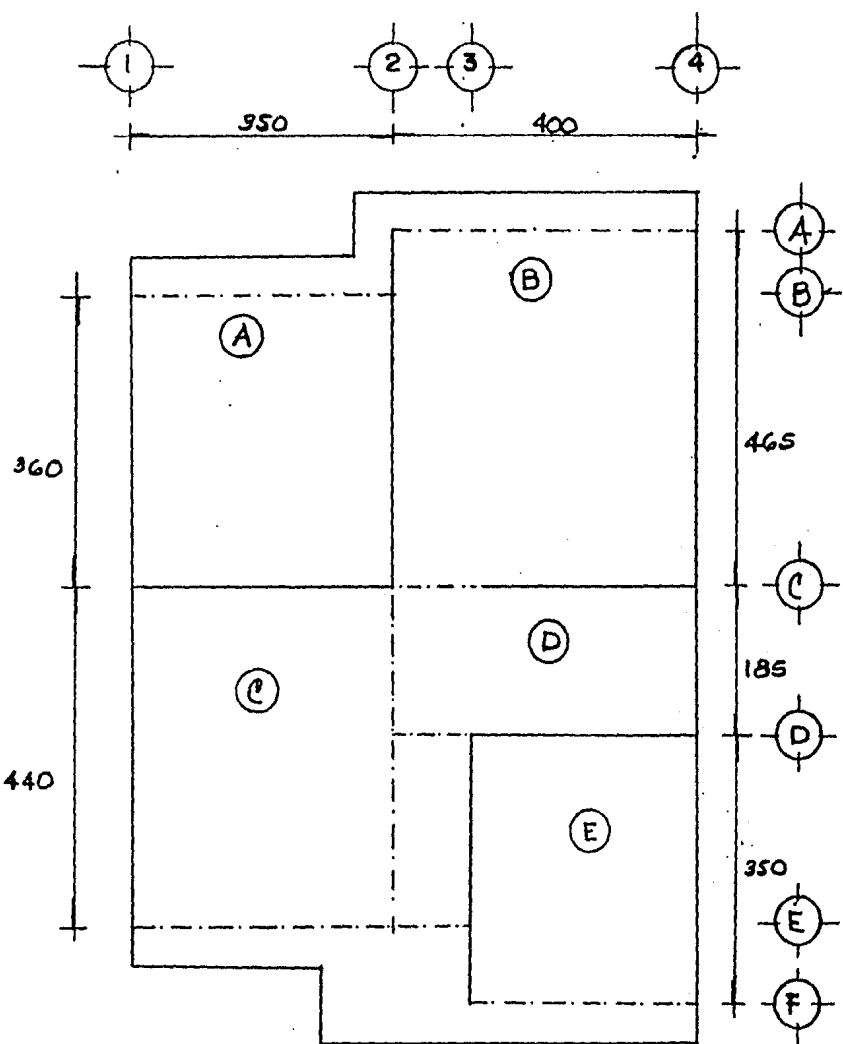


CORTE ESQUEMATICO

	U. N. A. M. UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO FACULTAD DE INGENIERÍA		
	TESIS PROFESIONAL "DISEÑO DE CASAS HABITACION"		
	JULIO CESAR RIVERA PÉREZ		
	REVISOR <small>ING</small>	FECHA	ESCALA
		LAMINA No	

V.1 .- SECUELA DE CALCULO

- 1.- Tomando como base los planos arquitectónicos, procedemos a estructurar el proyecto, indicando; dalas, traves, castillos y tipos de losas.
- 2.- Se indican ejes en ambos sentidos.
- 3.- Se determinan los diferentes tipos de materiales a emplear y sus fatigas.
- 4.- Según el peso volumétrico de los materiales, se determina la carga muerta que van a soportar las losas, mismas que transmiten a las traves y dalas, las cuales van a descansar sobre castillos y muros de carga y estosa su vez a la cimentación y por último al terreno.
- 5.- Se estima la carga viva que actuará en la estructura y se sumará a la carga muerta correspondiente.
- 6.- Se procede al cálculo de losas, traves y cimentación.
- 7.- Por último se revisa por sismo la estructura, en el sentido en que la suma de la longitud de los muros sea más corta.



ESQUEMAS DE LOSAS EN AZOTEA.

V.2.- ESTIMACIONES PRELIMINARES:

- Las losas de la azotea y del baño serán de concreto armado con un espesor de 10 cms.
- Las losas del entrepiso serán a base de blocks de concreto ligero de 15x40x40 y nervaduras. Se pondrá un firme - que trabajará como zona de compresión sobre la retícula, - de 5 cms. de espesor.
- Los muros serán de tabique rojo reconcido de 7x14x28 cms. aparejados con mortero de cal con una relación de 1:5 .
- Los castillos, dalas y trábes serán de concreto armado
- Como no se tienen estudio de mecánica de suelo, por regla_umento usaremos un resistencia del terreno de:
 $f_r = 6 \text{ ton./m}^2$.
- Propiedades del concreto y acero:
En losas, trabes, dalas, castillos etc.:
el concreto será de una $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
en plantilla usar concreto pobre $f'_c = 50 \text{ kg/cm}^2$
El acero tendrá un esfuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
excepto en varillas del No. 2 (1/4") en que
será $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$.

ANALISIS DE CARGAS POR METRO CUADRADO DE LOSA:

Cargas permanentes

		kg/m ²
Impermiabilizante		20
Enladrillado	0.03(m) x 1500 (kg/m ³)	45
Mortero	0.02(m) x 1500 (kg/m ³)	30
Relleno de tezontle	0.07(m) x 1300 (kg/m ³)	91
Losa de concreto	0.10(m) x 2400 (kg/m ³)	240
Incremento para losas coladas en sitio		<u>20</u>
	Total cargas muertas .	446kg/m ²

CARGA VIVA

Para azoteas con pendientes no mayores de 5% la carga - viva será de: $W_m = 100 \text{ kg/m}^2$

Esta carga no incluye las cargas producidas por tinacos y anuncios. Estas deben preverse por separado y especificarse en los planos estructurales..

Por tanto la carga de servicio para la azotea por metro cuadrado será: $W = 446+100=546 \text{ kg/m}^2$

tomaremos $W = \underline{550 \text{ kg/m}^2}$

Para determinar el refuerzo necesario y el peralte en las losas, deben tomarse en cuenta los siguientes factores:

- a) Carga de diseño por m²
- b) Las condiciones de continuidad
- c) Relación entre el claro corto y el claro largo.

Para el cálculo de los momentos positivos y negativos, se usarán los coeficientes que aparecen en la tabla 4.1 que se encuentra en la página 72 (del R.C.D.F.)

Carga de servicio en azotea, $W = 550 \text{ kg/m}^2$

Carga de diseño, $W_{dL} = 770 \text{ kg/m}^2$

$$W_{dL} = F.C. \times W = 1.4 \times 550 = 770 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_{dL} = 770 \text{ Kg/m}^2$$

MATERIALES

$$f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

CONSTANTES

$$f^*c = 0.8f'c = 0.8 \times 200 = 160 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 0.85f^*c = 0.85 \times 160 = 136 \text{ kg/cm}^2$$

(por ser $f^*c < 250 \text{ kg/cm}^2$)

$$P_{\max} = P_b = \frac{f^*c}{f_y} \cdot \frac{4800}{f_y + 6000}$$

$$P_{\max} = \frac{136}{4200} \cdot \frac{4800}{4200 + 6000} = 0.0152$$

$$\underline{P_{\max} = 0.0152}$$

$$P_{\min} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.7 \sqrt{200}}{4200} = 0.00236$$

$$\underline{P_{\min} = 0.00236} \quad - - - - (*)$$

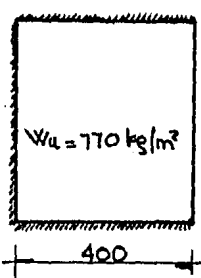
(*) - En losas apoyadas perimetralmente no rige el requisito de refuerzo mínimo por flexión (P_{\min}), de modo que el refuerzo mínimo es el necesario por cambios volumétricos.

ESTIMACION DEL PERALTE

Peralte efectivo mínimo (tablero crítico B)

(el que tiene mayor perímetro, según 4.3.3 a_ye de R.C.D.F.)

Siendo las losas los elementos estructurales con mayor grado de hiperestaticidad, el cálculo de las deflexiones (flechas) resulta muy laborioso. Por consiguiente el reglamento propone un peralte mínimo para evitar el cálculo de estas deflexiones.



$$d_{\min} = \frac{\text{Perímetro}}{300}$$

$$d_{\min} = \frac{2(465+400)}{300} = 5.77 \text{ cm.}$$

$$\text{Si } f_s = 0.6f_y = 0.6 \times 4200 = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

$$2520 \text{ kg/cm}^2 \geq 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{y } W = 770 \text{ kg/m}^2 \geq 380 \text{ kg/m}^2$$

$$\Rightarrow d_{\min} = 5.77 \times 0.034 \sqrt{2520 \times 770} = 5.77 \times 1.269$$

$$d_{\min} = 7.32 \text{ cm.}$$

$$\text{recubrimiento} = 2 \text{ cm}$$

$$h = 9.32 \text{ cm.}$$

$$\text{considerése } \underline{h = 10 \text{ cm.}}$$

Revisión por flexión del peralte propuesto

Se debe cumplir $p \leq P_{\text{máx}}$

Se revisará con el momento negativo en el claro Largo del tablero B.

$$m = a_1/a_2 = \frac{400}{465} = 0.86$$

de la tabla 1 se obtiene:

(se considera que la losa no es monolítica con los apoyos):

Caso II de borde: un lado largo discontinuo, interpo -
lando:

$$m = 0.86 - \begin{array}{l} 0.8 - 426 \\ 0.9 - 384 \end{array} > 42 \quad \begin{array}{l} 0.1 - 42 \\ 0.06 - x \end{array} \quad x = 25.2$$

$$K = 0.0401$$

$$M_{\mu} = K W_{\mu} a_1^2 = 0.0401 \times 0.770 (4)^2$$

$$M_{\mu} = 0.49403 \text{ Ton-m}$$

Cálculo de p (fig. D)

$$\frac{M_r}{bd^2} = \frac{49403}{100 \times 6^2} = 13.72$$

(suponiendo $d = h - r - 2 \text{ cm} = 10 - 2 - 2 = 6 \text{ cm}$)

En la fig. se obtiene $P = 0.0037 < P_{\text{máx}} = 0.0152$

Por tanto el peralte supuesto es aceptable por flexión

REVISION POR FUERZA CORTANTE DEL PERALTE SUPUESTO

La fuerza cortante máxima ocurre, en este caso, en el claro corto del tablero B:

$$V = (0.5a_1 - d)W_u = (0.5 \times 4 - 0.06)770 = 1063 \text{ kg}$$

$$\frac{1+(a_1)^6}{a_2} \quad 1+\left(\frac{4}{4.65}\right)^6$$

$V = 1063 \text{ kg}$ cortante actuante
como existen bordes continuos y bordes discontinuos, se incrementará en un 15%

$$V = 1.15 \times 1063 = 1222 \text{ kg}$$

$$\underline{V_u = 1222 \text{ kg}}$$

Resistencia de diseño:

$$V_{cr} = 0.5F_r b d \sqrt{f_c^*} = 0.5 \times 0.8 \times 100 \times 6 \times \sqrt{160} = 3036 \text{ kg}$$

$V_{cr} = 3036 \text{ kg}$ $V_{cr} > V_u$ \therefore El peralte supuesto es -
aceptable por cortante.

V.3.- ANÁLISIS Y DIMENSIONAMIENTO POR FLEXIÓN

(los cálculos se refieren a una franja de un metro de ancho)

Peraltes efectivos:

Refuerzo positivo: $d = h - r = 10 - 2 = 8 \text{ cm.}$

Refuerzo negativo: $d = h - r - 2 = 10 - 2 - 2 = 6 \text{ cm.}$

Refuerzo mínimo: (por cambios volumétricos)

El armado mínimo por flexión en secciones de concreto reforzado es el requerido para que el momento resistente sea por lo menos 1.5 veces el momento de agrietamiento de la sección transformada no agrietada. En losas perimetralmente apoyadas por trabajar a flexión en dos sentidos este armado mínimo lo podemos reducir puesto que tenemos una mejor distribución de esfuerzos y sabemos que cuando menos en el otro sentido tenemos armado por flexión. Este acero lo podemos calcular con la siguiente expresión:

$$a_{sm} = \frac{450X_1}{f_y (X_1 + 100)} = \frac{450 \times 10}{4200(10 + 100)} = 0.00974 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

En un ancho de 100 cms: $A_{smin} = 0.00974 \times 100 = 0.974 \text{ cm}^2/\text{m}$

Con varillas # 2.5 (5/16"), a esta área corresponde una separación de:

$$S = \frac{100 a_s}{A_s} = \frac{100 \times 0.974}{0.974} = 50.3 \text{ cm.}$$

Pero la separación máxima que nos permite el reglamento es:

$S_{m\acute{a}x} \begin{cases} 3.5h = 3.5 \times 10 = 35 \text{ cm. (rige esta)} \\ 50 \text{ cm.} \end{cases}$
Se usará una separación máx de 35 cm

USAS. Separación, s, de barras # 2.5 en lecho inferior

$$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 10, 11, 12 \text{ cm}$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 8, 9 \text{ y } 10 \text{ cm}$$

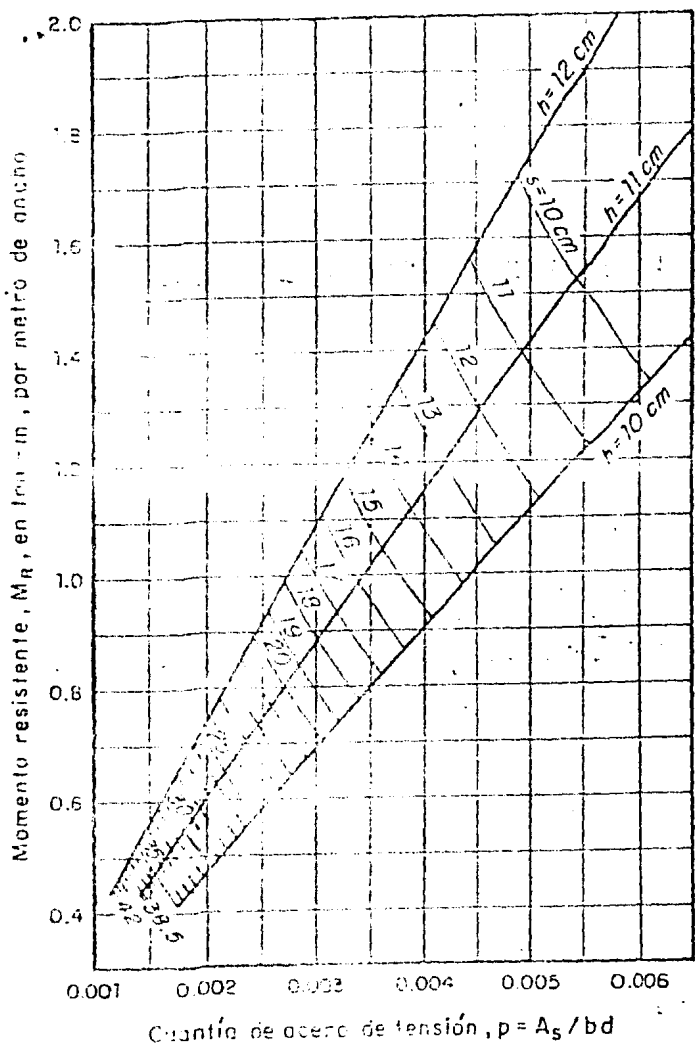


Fig A

LOSAS. Separación, s , de barras = 2.0 cm. (parte superior)

$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ $h = 12 \text{ cm}$

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $a = 6 \text{ cm}$

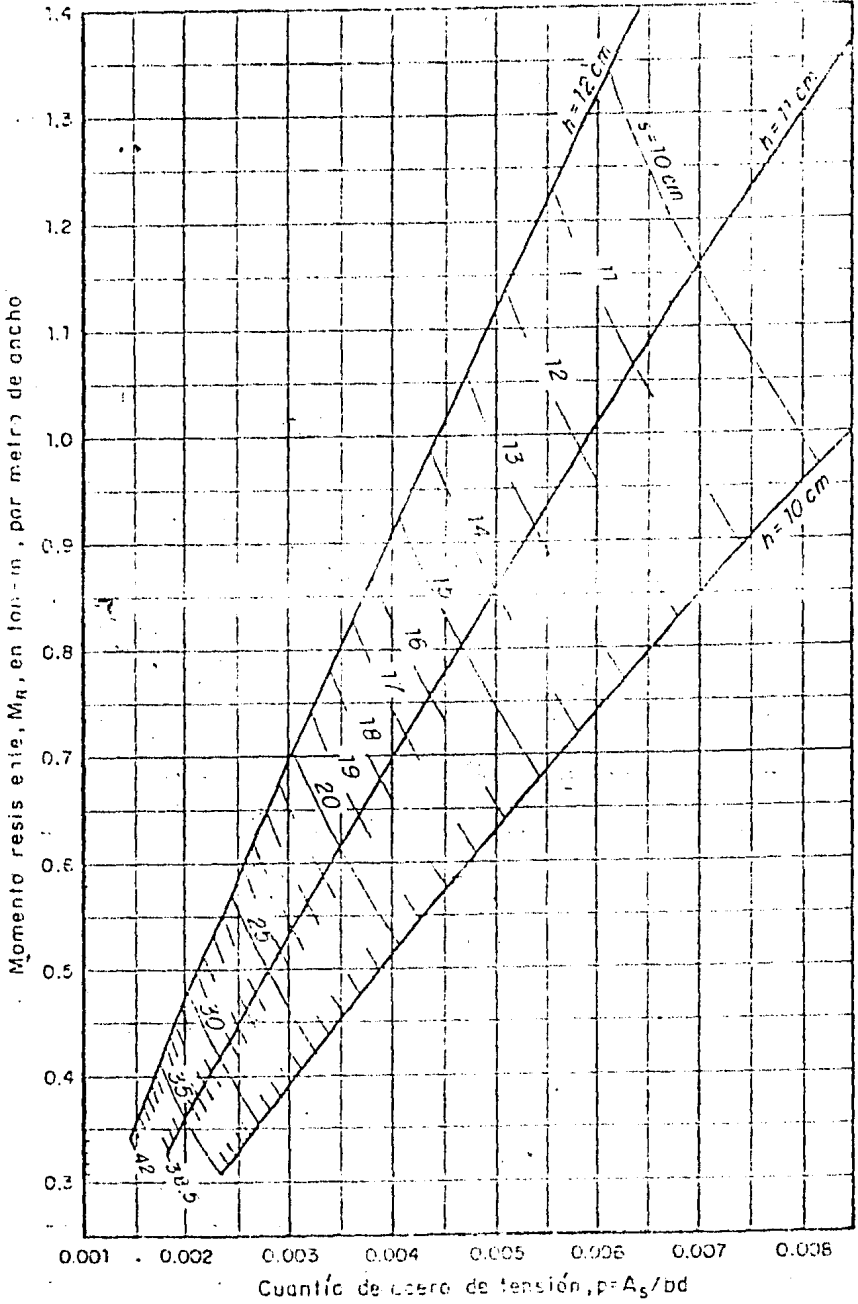
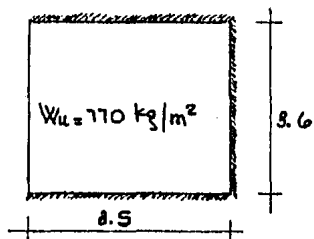


Fig B

LOSA TIPO A:



$$m = a_1/a_2$$

$$m = 3.5/3.6 = 0.97$$

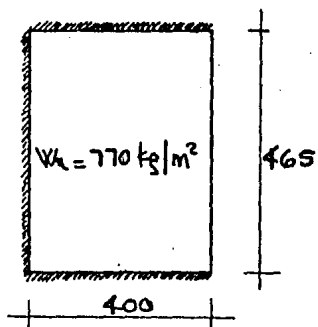
Interpolando se obtienen los coeficientes K

La separación teórica (s), la obtendremos de las figs. A y B

De borde: Un lado largo discontinuo

Momento	Claro	Coefficiente K	$M_u = KW a_1^2$ TON-m	Separación teórica S(cm)	Separación práctica (cm)
Negativo en bordes int.	Corto	0.0359	0.33863	32	30
	largo	0.0320	0.30184	36	35
Neg. en bordes discontinuos	corto	- o -	- - -	- - -	- - -
Positivo	corto	0.0155	0.14620	38	35
	largo	0.0135	0.12734	38	35

LOSA TIPO B



$$m = a_1/a_2$$

$$m = \frac{400}{465} = 0.86$$

Igual que en el caso anterior:

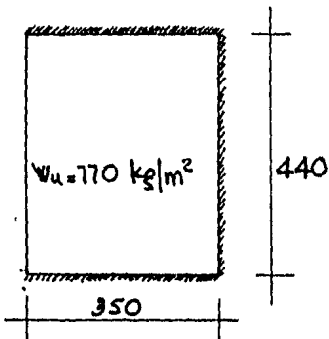
Se obtienen los coeficientes interpolando

De borde

Un lado largo discontinuo

Momento	Claro	Coefficiente K	$M = K W_k a_1^2$ Ton-m	Separación teórica (cm)	Separación práctica (cm)
Negativo en bordes interior.	Corto	0.0394	0.48541	17.8	15
	Largo	0.0401	0.49403	17.5	15
Neg. en borde discontinuo.	corto	0.0000	0.0000	- -	- -
Positivo	corto	0.0192	0.23654	40	35
	largo	0.0146	0.17987	40	35

LOSA TIPO "C"



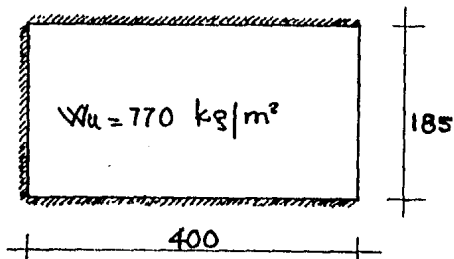
$$m = a_1/a_2$$

$$m = \frac{350}{440} = 0.795$$

De borde: un lado largo discontinuo

MOMENTO	Claro	Coefficiente (k)	$M_u = K W_u a_1^2$ Ton-m	Separacion teórica. (cm)	Separación Práctica (cm)
Negativo en bordes y interiores	corto	0.0314	0.29618	37	35
	largo	0.0348	0.32825	33	30
Neg. en bor de disconti nuo	corto	0.0000	0.0000	-	-
Positivo	corto	0.0137	0.12923	40	35
	largo	0.0144	0.13583	40	35

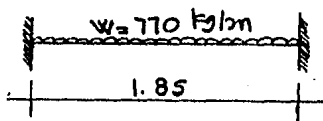
Losa tipo D :



$$m = \frac{a_1}{a_2}$$

$$m = \frac{185}{400} = 0.46 \text{ --- (*)}$$

(*).- Cuando la relación entre el claro corto y el claro largo, es menor de 0.50- se calcula la losa en un sólo sentido, (sentido corto), como si fuera una trabe, de base= 100 cm.



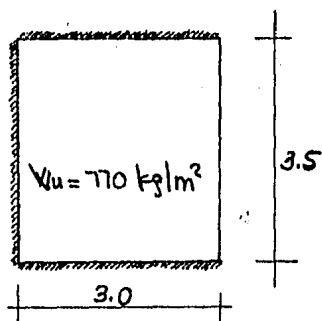
$$M - = \frac{w L^2}{12} = \frac{0.77 \times (1.85)^2}{12} = 0.21961 \text{ Ton-m}$$

$$M + = \frac{w L^2}{24} = \frac{0.77 (1.85)^2}{24} = 0.10981 \text{ Ton-m}$$

En el claro largo se pondrá acero por temperatura

CLARO	TEORICA	PRACTICO
Claro corto bajas	Ⓞ 40	Ⓞ 35
Claro largo bajas	Ⓞ 35	Ⓞ 35
Claro corto altas	Ⓞ 38	Ⓞ 35

LOSA TIPO E :



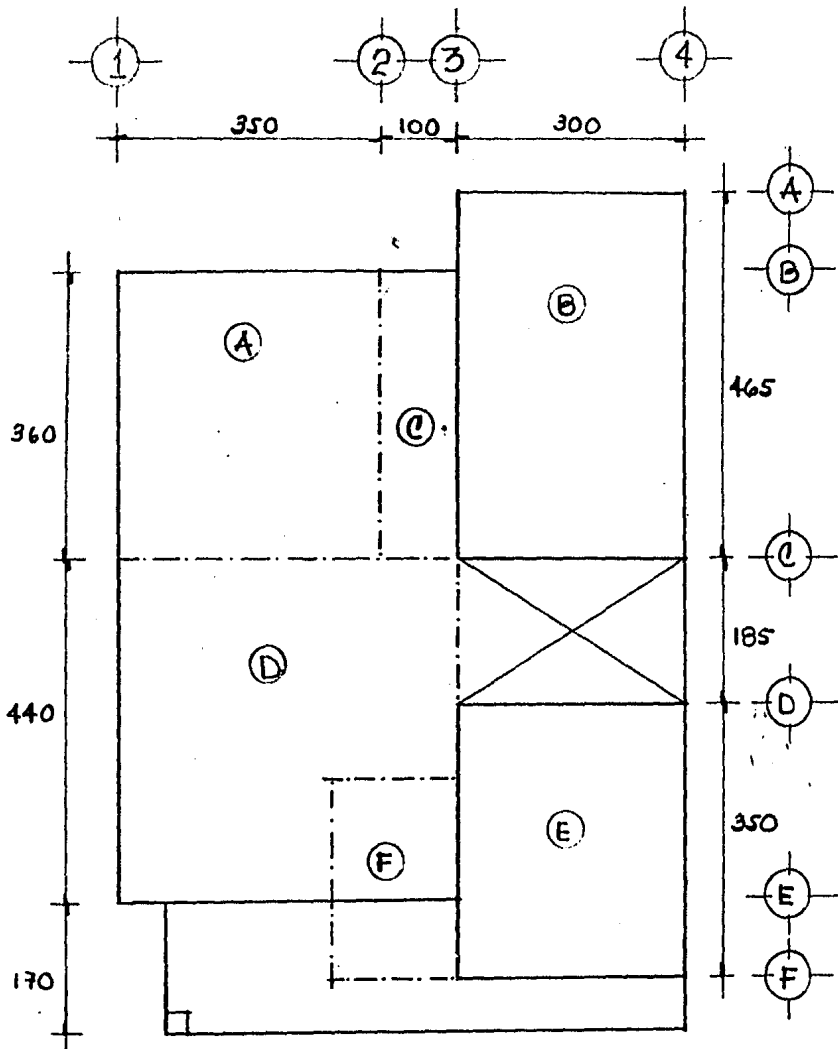
$$m = a_1/a_2$$

$$m = \frac{3}{3.5} = 0.86$$

DE BORDE: Un lado largo discontinuo

Momento	Claro	Coficiente (k)	$M_u = K W_u a_1^2$	Separacion teórica (cm)	Separación práctica (cm)
Neg. en bor des interio res.	corto	0.0386	0.26750	38	35
	largo	0.0401	0.27790	38	35
Neg. en bor de disconti nuo .	corto	0.0000	0.0000	-	-
Positivo	corto	0.0192	0.13306	40	35
	largo	0.0146	0.10118	40	35

NOTA: Los momentos determinados en los casos anteriores corresponden a las franjas centrales de las losas. Los momentos en las franjas de bor - des son iguales a los de las franjas centrales multiplicados por - 0.60.



ESQUEMA DE LOSAS EN ENTREPISO

TABLA 2 DIAMETROS, PESOS Y AREAS DE BARRAS

Número de designación	Diámetro nominal		Peso	NÚMERO DE BARRAS										Áreas de acero en cm ²
	pulg	mm		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
2	1/4	6.3	0.248	0.31	0.64	0.96	1.28	1.60	1.92	2.24	2.56	2.88	3.20	
2.5	5/16	7.9	0.353	0.44	0.88	1.32	1.76	2.20	2.64	3.08	3.52	3.96	4.40	
3	3/8	9.5	0.559	0.71	1.42	2.13	2.84	3.55	4.26	4.97	5.68	6.39	7.20	
4	1/2	12.7	0.993	1.27	2.54	3.81	5.08	6.35	7.62	8.89	10.16	11.43	12.70	
5	5/8	15.9	1.552	1.98	3.96	5.94	7.92	9.90	11.88	13.86	15.84	17.82	19.80	
6	3/4	19.0	2.235	2.85	5.70	8.55	11.40	14.25	17.10	19.95	22.80	25.65	28.50	
7	7/8	22.2	3.042	3.88	7.76	11.64	15.52	19.40	23.28	27.16	31.04	34.92	38.80	
8	1	25.4	3.973	5.07	10.14	15.21	20.28	25.35	30.42	35.49	40.56	45.63	50.70	
9	1 1/8	28.6	5.028	6.41	12.82	19.23	25.64	32.05	38.46	44.87	51.28	57.69	64.10	
10	1 1/4	31.8	6.207	7.92	15.84	23.76	31.68	39.60	47.52	55.44	63.36	71.28	79.20	
11	1 3/8	34.9	7.511	9.58	19.16	28.74	38.32	47.90	57.48	67.06	76.64	86.22	95.80	
12	1 1/2	38.1	8.938	11.40	22.80	34.20	45.60	57.00	68.40	79.80	91.20	102.60	114.00	

TABLA 3. CONSTANTES DE CALCULO

f'_c (kg/cm ²)	f^*_c	f''_c	$\sqrt{f^*_c}$	$0.5\sqrt{f^*_c}$	$\sqrt{f'_c}$	$0.7\sqrt{f'_c}$	E_c (kg/cm ²)
150	120	102	10.95	5.48	12.25	8.58	122500
200	160	136	12.65	6.33	14.14	9.90	141400
250	200	170	14.14	7.07	15.81	11.07	158100
300	240	204	15.49	7.75	17.32	12.12	173200
350	280	232.4	16.73	8.37	18.71	13.10	187100
400	320	253.8	17.89	8.95	20.00	14.00	200000

Se utilizaron las siguientes fórmulas

$$f^*_c = 0.8 f'_c$$

$$f''_c = 0.85 f^*_c \text{ si } f^*_c \leq 250 \text{ kg/m}^2$$

$$f''_c = \left(1.05 - \frac{f^*_c}{1250}\right) f^*_c \text{ si } f^*_c > 250 \text{ kg/m}^2$$

$$E_c = 10\,000 \sqrt{f'_c}$$

MOMENTOS RESISTENTES DE SECCIONES RECTANGULARES

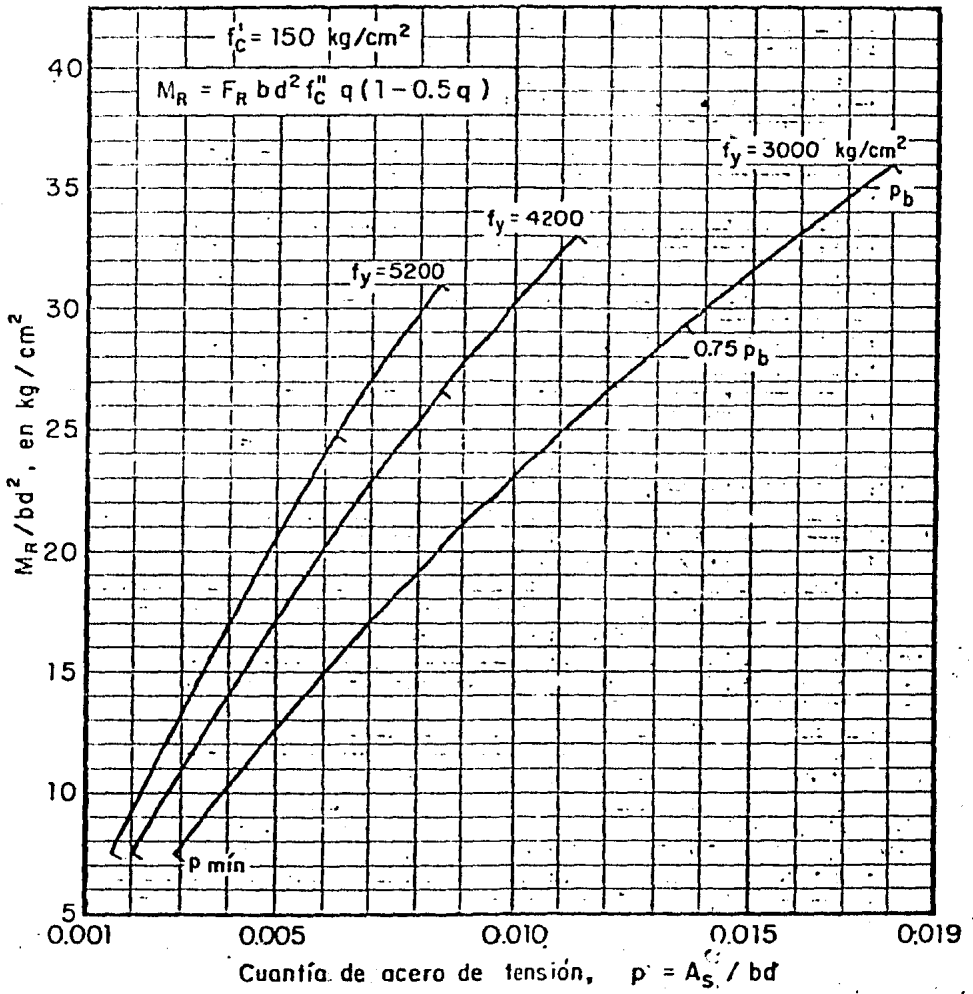


Fig c

MOMENTOS RESISTENTES DE SECCIONES RECTANGULARES

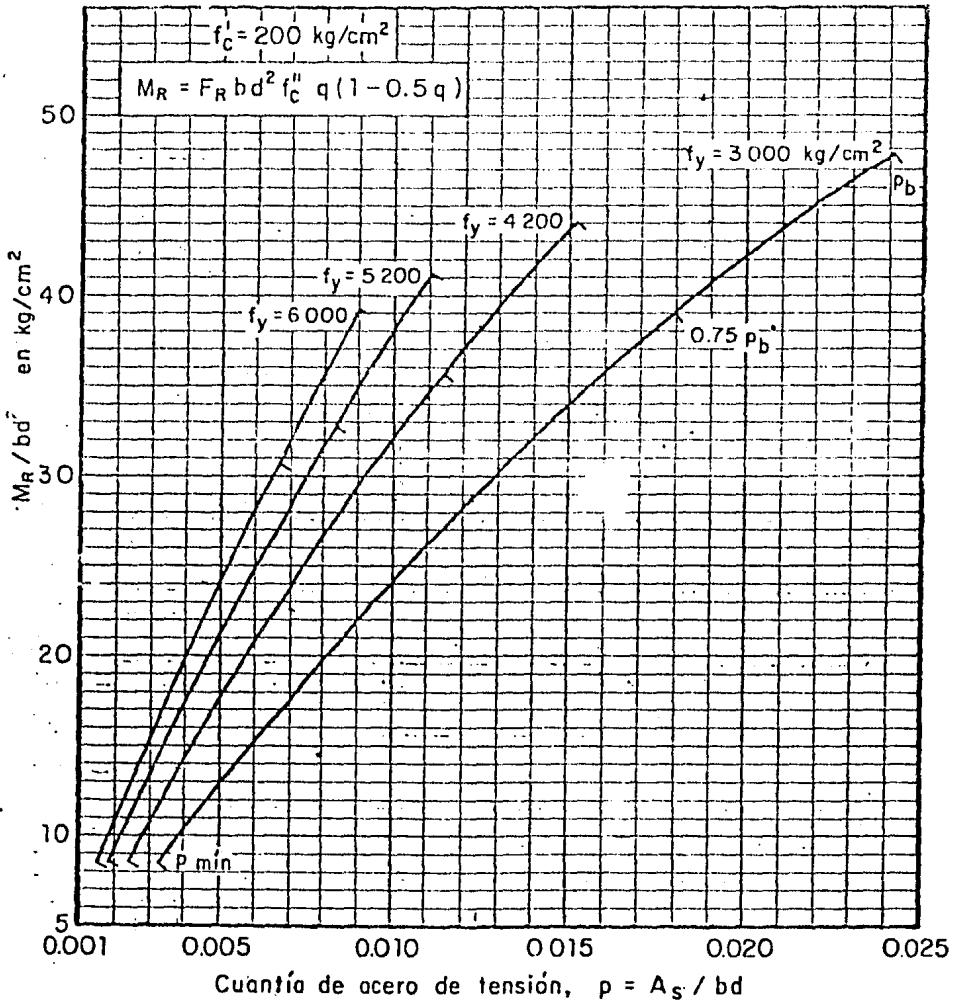
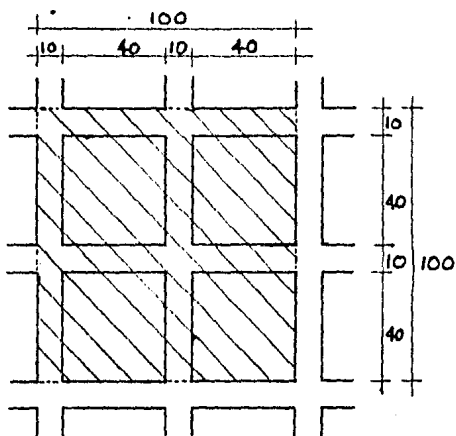
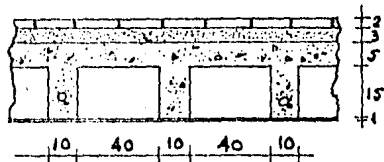


Fig D

ENTREPISO:



Análisis de cargas

	kg/m ²
Piso de granito (30x30) - - - - -	55
Firme 0.03 (m)x1600 kg/m ³ - - - - -	48
Zona de compresión 0.050x2400 - - - - -	120
Peso de las Nervaduras en un metro cuadrado	
$3.6 \times 0.15 \times 0.10 \times 2400 = 130$	
Este peso entre un m ² - - - - -	130
En un metro cuadrado entran cuatro casetones	
4x12kg - - - - -	48
Reboque de mortero 1500x0.01 - - - - -	15
Incremento para losas coladas en sitio	20
Total cargas muertas	<u>436 kg/m²</u>

CARGA VIVA

Como dice el reglamento, que para una sala comedor de las que contribuyan a la carga de una viga, columna u otro elemento estructural de una casa-habitación, debe considerarse para diseño estructural $W_m = 250 \text{ kg/m}^2$ y en las demás según el área tributaria correspondiente.

Tomando en cuenta lo anterior, en la sala-comedor consideraremos una carga viva de 250 kg/m^2 .

Por tanto, la carga de diseño sera:

ENTREPISO :

SALA-COMEDOR:

Carga muerta	436 kg/m ²
Carga viva	250 kg/m ²
	<u>W=686 kg/m²</u>

ESCALAERA:

Rampa 0.01x2400	240 kg/m ²
Escalones	160 kg/m ²
Granito o terrazo	55 kg/m ²
	<u>455 kg/m²</u>

	CARGA VIVA	
fórmula	$W_m = 150 + 200/\sqrt{A}$	
	$\sqrt{A} = 75 \text{ m}^2$	
	$W_m = 150 + 200/\sqrt{75}$	<u>175 kg/m²</u>
		<u>W=630 kg/m²</u>

EN SANITARIO:

Losa - 0.01x2400	240 kg/m ²
Relleno 0.15x1300	195 kg/m ²
firme y mosaico	80 kg/m ²
	<u>515 kg/m²</u>
De carga viva tomaremos	150 kg/m ²
	<u>W=665 kg/m²</u>

EN LOS DEMAS CASOS TOMAR:

carga muerta	436 kg/m ²
carga viva	
$W_m = 120 + \frac{420}{\sqrt{12}}$	$A = 12 \text{ m}^2$
$W_m = 241 \text{ kg/m}^2$	
	<u>250 kg/m²</u>
	<u>W=686 kg/m²</u>

Como se puede observar, no hay mucha diferencia en las cargas en los diferentes tableros que forman el entrepiso. Para simplificación del ejemplo, tomaremos la carga mayor y con esa diseñaremos todo el entrepiso.

$$W = 686 \text{ kg/m}^2 \quad (\text{carga de servicio})$$

$$F_c = 1.4 \quad W_u = W \times F.C.$$

$$W_u = 1.4 \times 686 = 960.4 \text{ kg/m}^2$$

$$\underline{W_u = 960 \text{ kg/m}^2}$$

Las losas reticulares se calculan, estableciendo previamente un peralte determinado, según las dimensiones de los bloques que se van a usar. En el caso de usarse bloques de 15 x 40 x 40 cm., el peralte total será de 20 cm. este peralte nos sirve para estimar las cargas que actuarían sobre nuestra losa y de ahí los elementos mecánicos.

Los momentos positivos y negativos en las nervaduras, se calculan en la misma forma que lo hicimos en la azotea, teniendo en cuenta que los momentos que se obtengan, son para franjas de 1m: de ancho, se tomará la mitad del momento para el diseño de una nervadura.

A manera de comentario se puede decir que las dimensiones escogidas para la base y el peralte de las nervaduras, dan buenos resultados prácticos para claros muy frecuentes entre 3.5 y 5.5 metros. Cuando se trate de claros mayores y con cargas vivas altas, pueden usarse bloques de mayor peralte, que existen en el mercado, por ejemplo de 20, 25 ó 30 cm. y eligiendo el diámetro más conveniente para sus varillas de refuerzo.

VERIFICACION DEL PERALTE PROPUESTO

Tablero crítico D

(utilizando la tabla 1)

$$m = \frac{a_1}{a_2} = \frac{4.40}{4.50} = 0.98$$

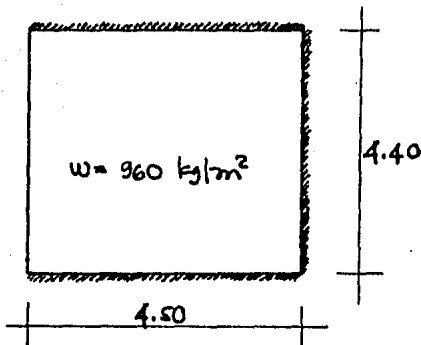
Suponiendo que la losa se colará monolíticamente con los apoyos. Estamos en el caso número III: De borde - un lado corto discontinuo.

El momento mayor ocurre en el claro corto.

para 0.9 \rightarrow K = 357

para 1.0 \rightarrow K = 315

Interpolando, obtenemos que para $m=0.98 \rightarrow K= 324$



$$\rho_g = 4200 \text{ kg/cm}^3$$

f/c	Part 1	m	pb	m	3/4p	m	1/2 p	m	1/2 p	m
150	.00204	7.39162	.01142	33.03529	.00857	26.68235	.00571	19.05882	.00285	11.16270
200	.00235	8.58528	.01523	44.04705	.01142	35.57647	.00761	25.41176	.00380	13.55588
250	.00263	9.63690	0.01904	55.05882	.01428	44.47058	.00952	31.76470	.00476	16.64117
300	.00288	10.58765	.02285	66.07058	.01714	53.36470	.01142	38.11764	.00571	20.22641
350	.00311	11.45414	.02603	75.26865	.01952	60.79391	.01301	43.42422	.00650	23.15556
400	.00333	12.25248	.02843	82.19958	.02132	66.39197	.01421	47.42283	.00710	25.71152

$$\lambda = \frac{M}{m \cdot l}$$

$$\lambda_s = \rho \cdot b \cdot c$$

Tabla 4

El momento será:

$$M = Kwa_1^2$$

$$M_u = 0.0324 \times 0.960 \times (4.4)^2$$

$$M_u = 0.60217 \text{ Ton-m.}$$

$$\underline{M_u = 602 \text{ kg-m} = 60,217 \text{ kg-cm}}$$

Con la fórmula siguiente, obtenemos el peralte necesario:

$$d = \sqrt{\frac{M}{mb}}$$

donde:

M_u = momento último

b = ancho de distribución del momento
(en este caso será 20 cm. tomando en cuenta que en un metro entran 2 nervaduras)

m = constante que se calcula en la tabla 4

para un acero: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$

$m = 25.41176$

$p = 0.00761$

El peralte efectivo será entonces:

$$d = \sqrt{\frac{60217}{25.4 \times 20}} = 10.9 \text{ cm.}$$

$$\underline{d \hat{=} 11 \text{ cm}}$$

Peralte total:

$$h = 11 + \text{rec.} + \text{comp.}$$










$$h = 11 + 2 + 5 = 18 \text{ cm.} < 20 \text{ cm.} \therefore$$

$$h = 18 \text{ cm.}$$

TABLA No. 5

FRACCIONES DE LA CARGA TOTAL QUE SE REPARTEN EN CADA SENTIDO

C A S O S

A/B	1	2	3	4	5	6	7	8	9
									
1-00									
wa	0.50	0.50	0.17	0.50	0.83	0.71	0.29	0.33	0.67
wb	0.50	0.50	0.83	0.50	0.17	0.29	0.71	0.67	0.33
0.95									
wa	0.55	0.55	0.20	0.55	0.86	0.75	0.33	0.38	0.71
wb	0.45	0.45	0.80	0.45	0.14	0.25	0.67	0.62	0.29
0.90									
wa	0.60	0.60	0.23	0.60	0.88	0.79	0.38	0.43	0.75
wb	0.40	0.40	0.77	0.40	0.12	0.21	0.62	0.57	0.25
0.85									
wa	0.66	0.66	0.28	0.66	0.90	0.83	0.43	0.49	0.79
wb	0.34	0.34	0.72	0.34	0.10	0.17	0.57	0.51	0.21
0.80									
wa	0.71	0.71	0.33	0.71	0.92	0.86	0.49	0.55	0.83
wb	0.29	0.29	0.67	0.29	0.08	0.14	0.51	0.45	0.17
0.75									
wa	0.76	0.76	0.39	0.76	0.94	0.88	0.56	0.61	0.86
wb	0.24	0.24	0.61	0.24	0.06	0.12	0.44	0.39	0.14
0.70									
wa	0.81	0.81	0.43	0.81	0.95	0.91	0.62	0.68	0.89
wb	0.19	0.19	0.57	0.19	0.05	0.09	0.38	0.32	0.11
0.65									
wa	0.85	0.85	0.53	0.85	0.98	0.93	0.69	0.74	0.92
wb	0.15	0.15	0.47	0.15	0.04	0.07	0.31	0.26	0.08
0.60									
wa	0.89	0.89	0.61	0.89	0.97	0.95	0.76	0.80	0.94
wb	0.11	0.11	0.39	0.11	0.03	0.05	0.24	0.20	0.06
0.55									
wa	0.92	0.92	0.69	0.92	0.98	0.96	0.81	0.85	0.95
wb	0.08	0.08	0.31	0.08	0.02	0.04	0.19	0.15	0.05
0.50									
wa	0.94	0.94	0.76	0.94	0.99	0.97	0.86	0.89	0.97
wb	0.06	0.06	0.24	0.06	0.01	0.03	0.14	0.11	0.03

N O M E N C L A T U R A

A. Claro Corto

wa. Fraccion de la Carga que se reparte en el claro corto

B. Claro Largo

wb. Fraccion de la Carga que se reparte en el claro largo

CORTANTE QUE RESISTE EL CONCRETO

$$VcR = F_R b d (0.2 + 30 p) \sqrt{f_c^*}$$
$$VcR = 0.8 \times 10 \times 18 (0.2 + 30 (0.00761)) \sqrt{160}$$
$$\underline{VcR = 780 \text{ kg}}$$

Para el cálculo del cortante actuante, utilizaremos la tabla que nos sirve para determinar la forma en que se distribuyen las cargas, en función de las condiciones de apoyo.

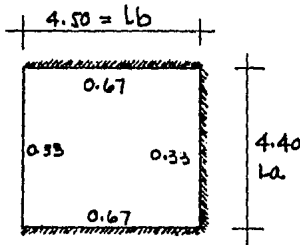
Según la tabla 5 las cargas se reparten en la forma siguiente:

$W_a = 0.67$ (fracción de la carga que se reparte en el claro corto)

$W_b = 0.33$ (fracción de la carga que se reparte en el claro largo)

$$W_a = 0.67 \times 960 = 643 \text{ kg/m}^2$$

$$W_b = 0.33 \times 960 = 317 \text{ kg/m}^2$$



Cortante por nervadura:

$$V_a = W_a \times 0.5 L_a / 2 = (643 \times 0.5) \times 4.4 / 2 = 707.3 \text{ kg}$$

$$V_b = W_b \times 0.5 L_b / 2 = (317 \times 0.5) \times 4.5 / 2 = 375 \text{ kg}$$

Como el $VcR > V_a$ ∴ no necesita estribos

Se colocarán ganchos de $1/4" \varnothing @ 25 \text{ cm}$
por especificación.

LOSA TIPO A

$$m = \frac{a_1}{a_2} = \frac{3.50}{3.60} = 0.97$$

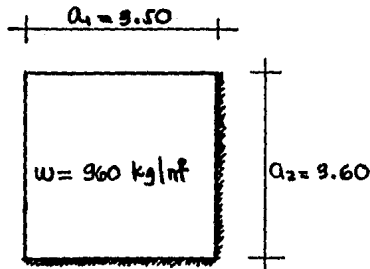
CASO:

De esquina: dos lados adyacentes discontinuos

NOTA: Como ya dijimos, utilizaremos los mismos coeficientes - que para el caso de la azotea, tomando en cuenta que - los momentos que se obtienen son para un metro de ancho. En nuestro caso en 1 mt. nos entran 2 nervaduras - por lo que al dividir entre 2 se corrige la diferencia.

$$b = 10 \text{ cm} \quad P_{\min} = 0.00235$$

$$d = 18 \text{ cm} \quad A_s = pbd$$



como: $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$

usar la fig. p

para el cálculo del porcentaje de acero (p), conocido M_u / bd^2

MOMENTO	CLARO	COEFICIENTE K	$M_{M} = \frac{K W_{LL} a_1^2}{2}$ Ton-m	$\frac{M_{LL}}{bd^2}$	P	As (cm ²)	A R M A D O (*)	
							FLEXION	CORTANTE
Negativo en bor - des inte riores	Corto	0.0312	0.18346	5.7	0.00235	0.423	1# 2.5	con
	Largo	0.0325	0.19110	5.9	0.00235	0.423	1# 2.5	Ganchos del Num. 2
Neg. en borde - disconti nuo	Corto	0.0199	0.11701	3.6	0.00235	0.423	1# 2.5	@ 25 por Especi ficación
Positi vo.	Corto	0.0140	0.08232	2.5	0.00235	0.423	1# 2.5	
	Largo	0.0134	0.07879	2.4	0.00235	0.423	1# 2.5	

(*) No se revisará cortante, pues como se vió las nervaduras lo resisten sin -
colocar estribos; sin embargo se podrán ganchos por especificación

LOSA TIPO B:

$$m = \frac{a_1}{a_2} = \frac{3.0}{4.65} = 0.65$$

CASO:

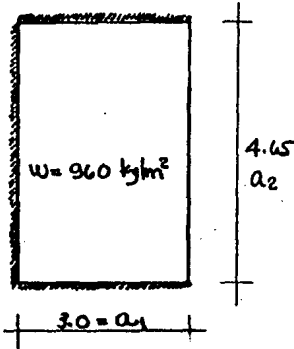
De esquina: dos lados adyacentes discontiguos.

$$b = 10$$

$$d = 18$$

$$P_{min} = 0.00235$$

$$A_B = \frac{bd}{p}$$



MOMENTO	CLARO	COEFICIENTE K	$M_{M} = \frac{K W a^2}{1}$ (Ton $\frac{m^2}{m}$)	$\frac{M_{M}}{bd^2}$	P	As (cm ²)	A R M A D O	
							Flexion	cortante
Neg. en bordes interio - res	Corto	0.0501	0.21643	6.7	0.00253	0.42	1# 2.5	Ganchos # 2
	Largo	0.0442	0.19094	5.9	0.00253	0.42	1# 2.5	
Neg. en bordes disconti - nuos	Corto	0.0299	0.12917	4.0	0.00253	0.42	1# 2.5	@ 25
	Largo	0.0242	0.10454	3.2	0.00253	0.42	1# 2.5	
Positivo	Corto	0.0283	0.12226	3.8	0.00253	0.42	1# 2.5	
	Largo	0.0144	0.06221	1.9	0.00253	0.42	1# 2.5	

Cortante :

$$W a = 0,85 \times 960 = 816 \text{ kg/m}^2$$

$$V a = W a \times 0,5 \text{ La}/2 = 816 \times 0,5 \times 3/2 = 612 \text{ kg} < V_{cR}$$

Como $V_{M} < V_{cR}$ \therefore No necesita estribos

LOSA TIPO C

$$m = \frac{a_1}{a_2} = \frac{1.0}{3.6} = 0.27$$

Como la relación claro corto entre claro largo es menor de 0.5, se diseña en un solo sentido (como si fuera una trabe de base 100 cm.)

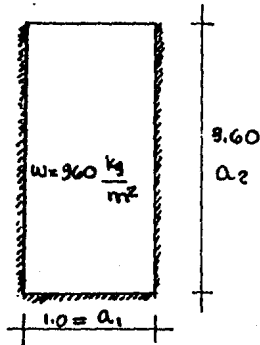
$$M = \frac{w \cdot l^2}{12} = \frac{960 \times 1^2}{12} = 80 \text{ kg-m}$$

$$M = 80 \text{ kg-m}$$

Momento en cada nervadura $M = 40 \text{ kg-m}$

Como el momento es muy pequeño

Se armará con el acero mínimo: 1 Var. # 2.5 arriba y abajo.

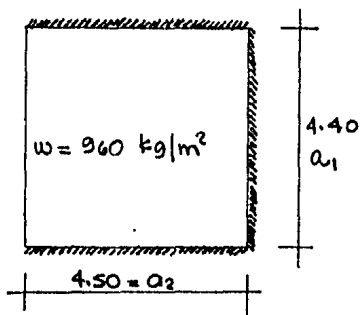


LOSA TIPO D

$$m = \frac{a^1}{a_2} = \frac{4.4}{4.5} = a \ 98$$

Caso:

De borde un lado corto discontinuo



$$b = 10 \text{ cm}$$

$$d = 18 \text{ cm}$$

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

$$P_{\min} = 0.00235$$

$$A_s = P \ bd$$

MOMENTO	Claro	Coeficiente K	$M_{\mu} = Kwa \frac{2}{1}$ Ton-m	$\frac{M_{\mu}}{bd^2}$	P	A (cm ²)	A R M A D O	
							Flexión	Cortante
Neg. en bordes interio- res	Corto	0.0324	0.30109	9.3	0.0026	0.47	1# 2.5	
	Largo	0.0303	0.28157	8.7	0.00237	0.43	1# 2.5	Ganchos # 2 (1/4)
Neg. en bordes disconti- nuos	Largo	0.0194	0.18028	5.6	0.00235	0.42	1# 2.5	@ 25
Positivo	Corto	0.0140	0.13030	4.0	0.00235	0.42	1# 2.5	
	Largo	0.0129	0.11988	3.7	0.00235	0.42	1# 2.5	

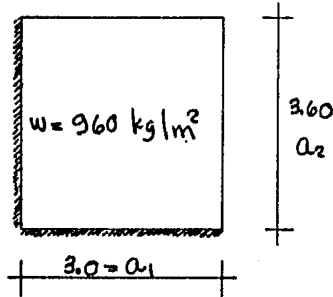
LOSA TIPO E :

$$m = \frac{a_1}{a_2} = \frac{3.0}{3.6} = 0.83$$

$$a_2 = 3.6$$

Caso:

De esquina: dos lados adyacentes discontinuos



$$b = 10 \text{ cm}$$

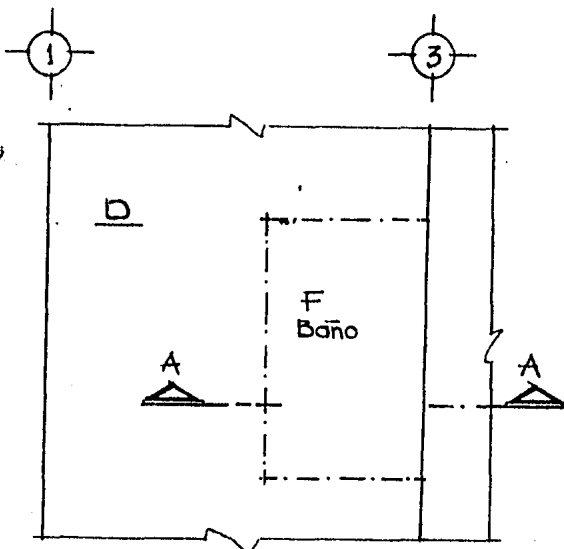
$$d = 18 \text{ cm}$$

$$P_{\min} = 0.00235; \quad A_s = Pbd$$

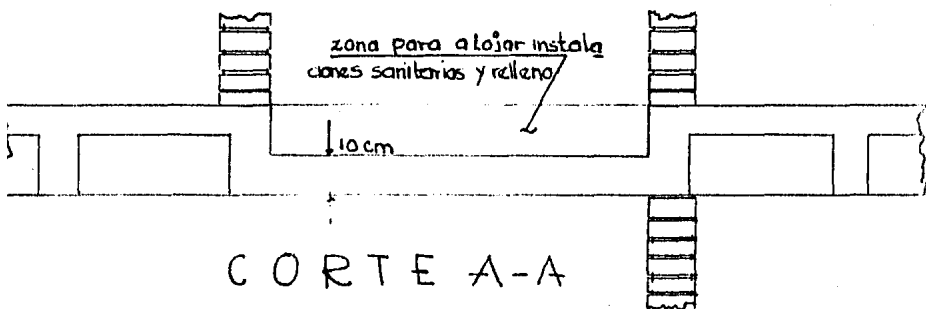
MOMENTO	CLARO	COEFICIENTE K	$M_{AA} = \frac{Kwa^2}{2}$ Ton-m	$\frac{M_{AA}}{bd^2}$	P	A _s (cm ²)	A R M A D O	
							FLEXION	CORTANTE
Neg. en bordes interio res.	Corto	0.0405	0.17496	5.4	0.00235	0.42	1# 2.5	Ganchos #2 (1/4")
	Largo	0.0384	0.16589	5.1	0.00235	0.42	1# 2.5	
Neg. en bordes discon tinuos.	Corto	0.0241	0.10411	3.2	0.00235	0.42	1# 2.5	@
	Largo	0.0218	0.09418	2.9	0.00235	0.42	1# 2.5	25
Positivo	Corto	0.0204	0.08813	2.7	0.00235	0.42	1# 2.5	
	Largo	0.0140	0.06048	2.4	0.00235	0.42	1# 2.5	

LOSA TIPO F: (En Sanitarios)

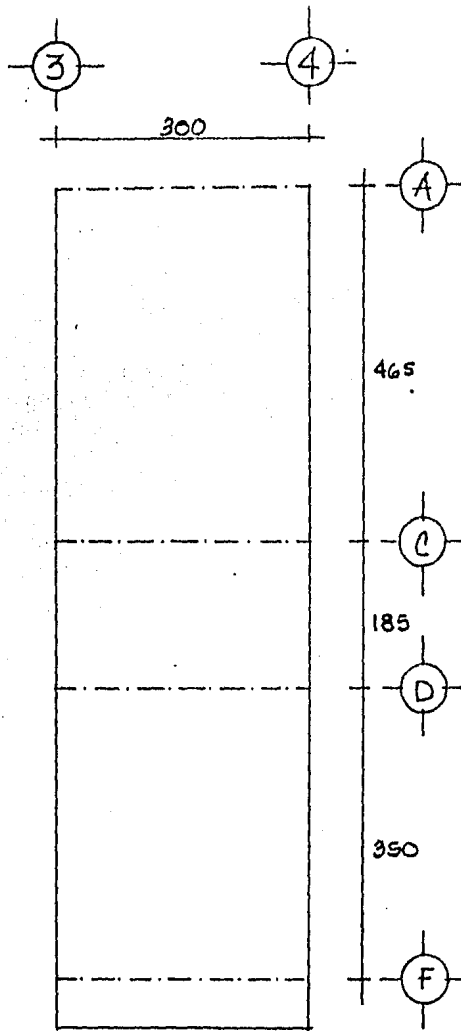
Mas que diseñar este tipo de losa (de 10 cm. maciza) lo que haremos aquí será indicar el detalle donde se jun - tan, por un lado la losa reticular (20cm.) y por otro la losa de 10, que será donde irán las instalaciones sanita - rias.



PLANTA



CORTE A-A



ESQUEMA DE LOSAS EN GARAGE

Los 3 tableros que componen la losa del garage, será de losa reticular formada por casetones de 15x40x40, excepto donde se indique otra dimensión y una capa de compresión de 5 cm. de espesor, formando nervaduras de 10 x 20 cm. . El armado de estas nervaduras será el mismo que se use en el entre piso.

De hecho el análisis y diseño de esta losa es idéntico al de la losa de entrepiso, es por esto que sólo atenderemos lo que se refiere al diseño de las trabes de los ejes, A, C, D Y F .

V.4. ANALISIS Y DISEÑO DE TRABES

En el cálculo y diseño de trabes, las cargas que deberán tomarse en cuenta son las siguientes:

- a) Carga que transmiten las losas
- b) Carga que transmiten los muros
- c) Carga que transmiten las ventanas
- d) Peso propio de las trabes.

a).- Para determinar las cargas que transmiten las losas a las trabes, se hace uso de la tabla núm. 5 que aparece en la pág. _____

b).- La carga debida a los muros, se determina de acuerdo a la altura de muro, de su peso volumétrico y del recubrimiento.

c).- La carga que transmiten las ventanas, es debida al peso del vidrio y la herrería.

d).- El peso propio de la trabe, se determina suponiendo una sección aproximada y de acuerdo al peso volumétrico del concreto.

Por lo que respecta al tinaco, su peso se determinará en base a la capacidad de almacenamiento del mismo. Para casas de 2 niveles comunmente se utiliza de 1,100 lbs.

BAJADA DE CARGAS

Cargas que transmiten las losas a las traveses y a los muros de carga (AZOTEA)

Losa tipo A

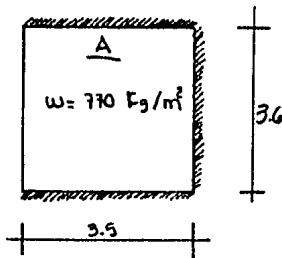
$$a_1/a_2 = \frac{3.5}{3.6} = 0.97$$

$$W_a = 0.38 \times 770 = 293 \text{ kg/m}^2$$

$$W_b = 0.62 \times 770 = 477 \text{ "}$$

$$W_a = 293 \times 3.5/2 = 513 \text{ kg/m}$$

$$W_b = 477 \times 3.6/2 = 859 \text{ kg/m}$$



Losa tipo B

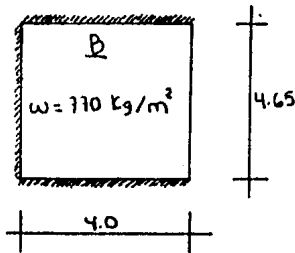
$$a_1/a_2 = \frac{4.0}{4.65} = 0.86$$

$$W_a = 0.49 \times 770 = 377 \text{ kg/m}^2$$

$$W_b = 0.51 \times 770 = 393 \text{ kg/m}^2$$

$$W_a = 377 \times 4/2 = 754 \text{ kg/m}$$

$$W_b = 393 \times 4.65/2 = 914 \text{ kg/m}$$



Losa tipo C

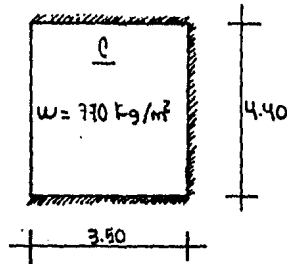
$$a_1/a_2 = \frac{3.50}{4.40} = 0.80$$

$$W_a = 0.55 \times 770 = 424 \text{ kg/m}^2$$

$$W_b = 0.45 \times 770 = 346 \text{ kg/m}^2$$

$$W_a = 424 \times 3.50/2 = 742 \text{ kg/m}$$

$$W_b = 346 \times 4.4/2 = 761 \text{ kg/m}$$

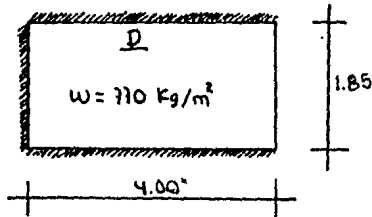


Losa tipo D

$$a_1/a_2 = \frac{1.85}{4.00} = 0.46$$

En este caso la carga ya no se reparte en ambos sentidos, debido a que la relación claro corto entre claro largo es menor que 0.50. Se reparte únicamente en el claro corto.

$$W = 770 \times 1.85/2 = 713 \text{ kg/m}$$



Loza tipo E

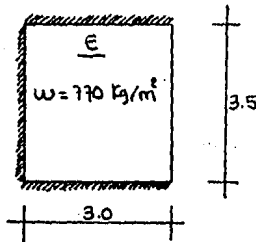
$$a_1/a_2 = \frac{3.0}{3.5} = 0.86$$

$$W_a = 0.49 \times 770 = 377 \text{ kg/m}^2$$

$$W_b = 0.51 \times 770 = 393 \text{ "}$$

$$W_a = 377 \times 3/2 = 566 \text{ kg/m}$$

$$W_b = 393 \times 3.5/2 = 688 \text{ kg/m}$$



En el nivel de azotea se dejarán unos volados de 50 cms. como se ve en la planta. Su peso será: $W = 770 \times 0.5 = 385 \text{ kg/m}$

CARGA DEL TINACO:

Cap. 1,100 lts	----	1 100 kg
Peso Propio	-----	185 kg.
Peso Muros de apoyo	--	400 kg.
Peso total	- -	<u>1,685 kg.</u>

Este peso estará apoyada en los -
ejes 2 y 3 entre -
D y E

$\frac{1685}{2} = 842.5 \text{ kg. di}$
vidido entre la -
longitud para te -
nerlo en metro li -
neal.

$$W = \frac{842.5}{1.5} = 562 \text{ kg/m}$$

CARGA POR METRO LINEAL DE TRABES Y DALAS DE CERRAMIENTO

EN LA AZOTEA

Se supondrá una sección de 15 cm. por 40 cms. a las trabes y a las dalas de lindero, con el objeto de que el peralte sirva a la vez de pretil y se pueda dar la pendiente necesaria en la azotea. La carga por metro lineal será de:

$$0.15 \times 0.40 \times 2400 = 144 \text{ kg/m.}$$

A las trabes intermedias se les supondrá una sección de 15 cm. por 30 cm. La carga por metro lineal es de:

$$0.15 \times 0.30 \times 2400 = 108 \text{ kg/m}$$

A las dalas de cerramiento se les supondrá una sección de 15 cm. Por tanto la carga por metro lineal es de:

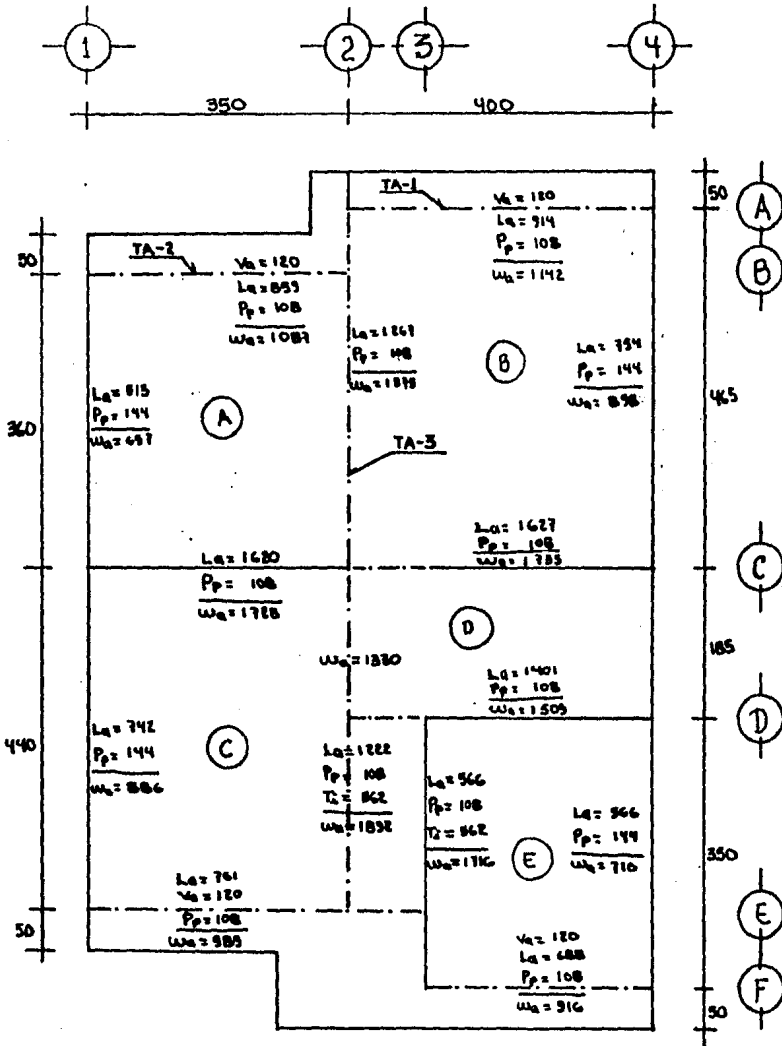
$$0.15 \times 0.15 \times 2400 = 54 \text{ kg/m}$$

También se tomarán en cuenta los volados $0.5 \times 0.10 \times 240$
= 120 kg/m

En el cálculo de trabes hiperestáticas se usará el método de H. Cross, por ser uno de los más comunes.

Se calcularán momentos positivos y negativos, ya que -
son los que generalmente producen mayor energía de deforma -
ción interna en las barras. Posteriormente, se revisan por -
cortante y por flecha.

PLANTA AZOTEA BAJADA DE CARGAS

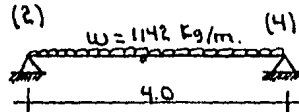


V_a = Carga por metro lineal de los volados
 L_a = Carga que transmite la losa
 P_p = Peso propio de la trabe o dala
 W_a = Carga por metro lineal total
 T_t = Carga de tinaco.

TRABES DE AZOTEA:

TRABE TA-1 De Eje (A)

$$M(+)=\frac{Wl^2}{8}=\frac{1142 \times 4^2}{8}=2,284 \text{ kg-m}$$



$$M(+)=2.284 \text{ kg-m} = 228400 \text{ kg-cm.}$$

Con este momento y proponiendo un ancho de 15 cms. podemos calcular el peralte preliminar de la trabe, así tenemos que:

$$d = \sqrt{\frac{M}{mb}} : m = 25.4$$

$$d = \sqrt{\frac{228400}{25.4 \times 15}} = 24.48 \quad d = 24.5 \text{ cm}$$

Con un recubrimiento $r = 2 \text{ cm}$

$$h = d + r = 24.5 + 2 = 26.5 \text{ cm.}$$

Proponemos una sección de 15 x 30 cm.

Revisión por Cortante

La fuerza cortante que toma el concreto se calculará como sigue:

$$VCR = F_R bd (0.2 + 30 p) \sqrt{f_c^*}$$

donde:

F_R = Factor de resistencia para cortante = 0.8

b = ancho de la trabe

d = peralte efectivo de la trabe

P = porcentaje de acero

f_c^* = $0.8f'_c$ (valor nominal del concreto)

Obteniendo el V_{CR} , se compara con el cortante actuante V_{μ} . Si $V_{\mu} > V_{CR}$ se calcula la separación de los estribos con la expresión siguiente:

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_{\mu} - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5b}$$

F_R = factor por resistencia

A_v = área transversal del estribo

S = Separación

d = Peralte efectivo

Cuando $V_{CR} > V_{\mu}$ significa que la resistencia a cortante del concreto es suficiente para resistir la fuerza cortante, y se colocarán estribos por especificación a una separación de 0.75 d.

DISEÑO DE TRABE TA-1

Por Flexión

$h = 30 \text{ cm.} \quad \text{rec.} = 2 \text{ cm}$

$b = 15 \text{ cm.} \quad d = 28 \text{ cm.}$

$M = 228400 \text{ Kg-cm}$

$$M_R / bd^2 = \frac{228400}{15 \times 28^2} = 19.4$$

Con este valor, de la figura D .
obtenemos que $p = 0.0055$.

$$p = A_s / bd \Rightarrow A_s = pbd = 0.0055 \times 15 \times 28 = 2.31 \text{ cm}^2$$

con 2 Vars. # 4 el area de acero es $2.54 \text{ cm}^2 >$

$2.31 \text{ cm}^2 \therefore \underline{\text{Bien}}$

Por cortante

$$V_{CR} = 0.80 \times 15 \times 28 (0.2 + 30 \times 0.0055) \sqrt{160} = 1551 \text{ kg.}$$

$$V_{CF} = 1,551 \text{ Kg.}$$

$$V_{\mu} = \frac{w \lambda}{2} = \frac{1142 \times 4}{2} = 2,284 \text{ kg.}$$

Como $V_{\mu} > V_{CR}$, si necesita estribos

Se proponen estribos del No. 2 (2 ramas)

$$A_v = 0.64 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{0.8 \times 0.64 \times 4200 \times 23}{2,284 - 1551} = 82 \text{ cm.}$$

$$S = \frac{0.8 \times 0.64 \times 4200}{3.5 \times 15} = 40 \text{ cm.}$$

$$0.75d = 0.75 \times 28 = 21 \text{ cm.}$$

Se tomara $S = 20 \text{ cm.} \therefore$ con E # 2 @ 20

Por flecha

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{WL^4}{185 EI} \quad E_c = 10\,000 \sqrt{f'_c} = 1.414 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{15 \times 30^3}{12} = 33750 \text{ cm}^4$$

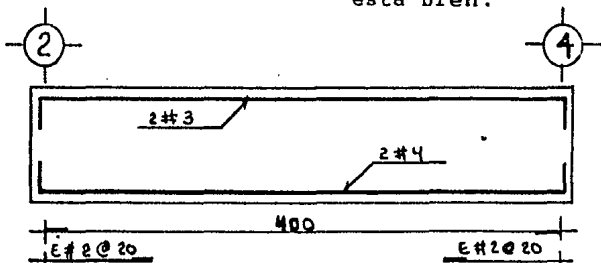
$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{11.42 \times 256 \times 10^8}{185 \times 1.414 \times 10^5 \times 33750} = 0.331 \text{ cm.}$$

$$\Delta_{\text{máx}} = 0.331 \text{ cm.}$$

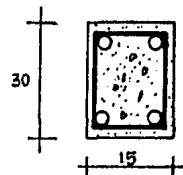
La flecha permisible según el criterio del RCD.F. Título IV se determina: $\text{Perm.} = 0.5 + \frac{1}{240}$

$$\therefore \Delta_P = 0.5 + \frac{400}{240} = 0.5 + 1.67 = 2.17 \text{ cm.}$$

$\Delta_P > \Delta_{\text{máx}}$ por lo tanto por flecha está bien.

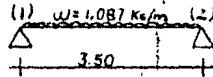


TRADE TA-1



SECCION TA-1

TRABE TA-2 de eje (B)



$$M(+) = \frac{wL^2}{8} = \frac{1,087 \times 3.5^2}{8} = 1,664.5 \text{ kg-m}$$

$$M(+) = 166\,450 \text{ kg-cm}$$

$$c = \sqrt{\frac{M}{mb}} = \sqrt{\frac{166,450}{25.4 \times 15}} = 20.9 \text{ cm.} \Rightarrow d = 20.9$$

$$\text{rec.} = 2 \text{ cm.} \quad h = d + r = 209 \text{ cm.} \quad d_e = 20.9$$

Se propone una sección de 15x30 cm.

Por flexión:

$$M/bd^2 = \frac{166450}{15 \times 28^2} = 14.2 \text{ de la gráfica corres - pondiente}$$

obtenemos que $p = 0.004$

$$A_s = pbd = 0.004 \times 15 \times 28 = 1.68 \text{ cm}^2$$

Con 3 vars. # 3 el área de acero es 2.13 > 1.68 \therefore bien

Por cortante :

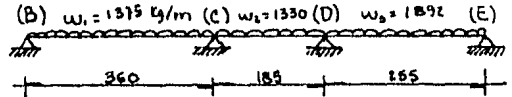
$$V_k = \frac{wL}{2} = \frac{1,087 \times 3.50}{2} = 1,902 \text{ kg}$$

$$V_{CR} = 0.8 \times 15 \times 28 (0.2 + 30 \times 0.004) 12.65 = 1,360$$

Como V no es muy grande se puede despre- ciar su revisión y colocar E #2 20 que - es la máxima separación.

Por flecha : También se puede soslayar esta revisión - puesto que tenemos menor claro y menor car- ga que en el caso de la trabe TA-1

TRABE TA-3 de Eje (2)



POR METODO DE CROSS

Considerarse que los nudos (c) y (D) están empotrados

- Cálculo de momentos de empotramiento

$$\bar{M}_{CB} = \frac{w l^2}{6} = \frac{1375 \times 3.6^2}{6} = 2.228 \text{ kg-m} ;$$

$$\bar{M}_{CD} = -\frac{w l^2}{12} = -\frac{1330 \times 1.85^2}{12} = -380 \text{ kg-m} ; \bar{M}_{DC} = 380 \text{ kg-m}$$

$$\bar{M}_{DE} = -\frac{w l^2}{8} = -\frac{1892 \times 2.55^2}{8} = -1,538 \text{ kg-m}$$

- Factores de distribución y transporte

Nudo c

$$K_{CB} = \frac{3EI}{L} = \frac{3}{3.6} EI ; K_{CD} = \frac{4EI}{L} = \frac{4}{1.85} EI ; K_C = \left(\frac{3}{3.6} + \frac{4}{1.85} \right) EI = 2.995 EI$$

$$F_{dCB} = \frac{K_{CB}}{K_C} = 0.28 ; F_{dCD} = \frac{K_{CD}}{K_C} = 0.72$$

$$F_{TCB} = 0 ; F_{TCD} = 0.5$$

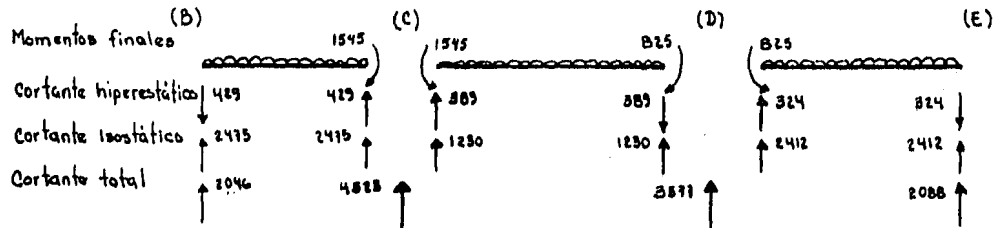
Nodo D

$$K_{DC} = \frac{4}{1.85} EI = \frac{4}{1.85} EI ; K_{DE} = \frac{3}{2.55} EI = \frac{3}{2.55} EI ; K_D = \left(\frac{4}{1.85} + \frac{3}{2.55} \right) EI = 3.339 EI$$

$$F_{dDC} = 0.65 ; F_{dDE} = 0.35 ; F_{TDC} = 0.5 ; F_{TDE} = 0.0$$

	(B)	(C)	(D)	(E)
Fact. distribución	-0.28	-0.72	-0.65	-0.35
Fact. transporte	← 0.0		← 0.5 →	0.0 →
Mom. empotram.	2228	-380	380	-1538
1er. distribución	-517	-1331		
1er. transporte			→ -665	
2ª. distribución				638
2ª. transporte		← 593		
3er. distribución	-166	-427		
3er. transporte			→ -213	
4ª. distribución				75
Mom. finales	1545	-1545	825	-825

CALCULO DE REACCIONES EN LA TRABE



ECUACION DE MOMENTOS

Tramo B - C

$$Mx = 2046x - \frac{Wx^2}{2} ; \text{ cuando } x = l/2 = 1.8 \quad M = +1455 \text{ kg-m}$$

Tramo C-D

$$M = 1619x - \frac{Wx^2}{2} - 1545 ; \text{ cuando } x = l/2 = 0.925 \quad M = -616 \text{ kg-m}$$

Tramo D-E

$$M = 2736x - \frac{Wx^2}{2} - 825 ; \text{ cuando } l/2 = 1.275 \quad M = +1126$$

Diagrama de cortantes

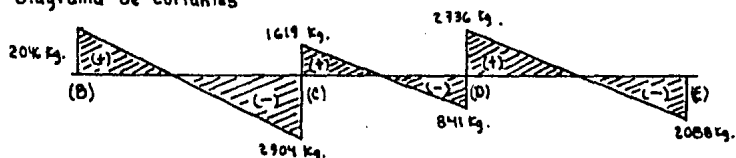
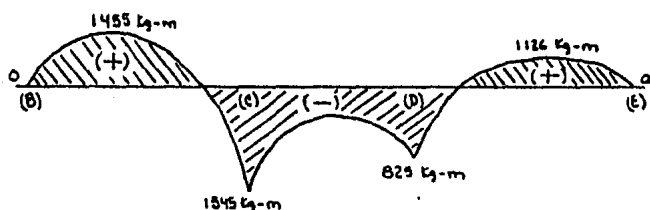


Diagrama de momentos



Aunque es un poco más laborioso hacer los diagramas de cortante y momento, es la manera más clara de visualizar de qué forma trabajan los elementos estructurales. En este caso: a cortante se ve que en el nodo (c) se presenta el máximo esfuerzo cortante y será con el que calcularemos la separación de los estribos.

Mientras que en el de momento se aprecia como varían estos, tanto positivo como negativo y de esta forma sabemos que zona es la más esforzada para nuestro diseño.

POR FLEXION:

$$M(-) = 1545 \text{ kg-m}$$

$$M(+) = 1455 \text{ kg-m}$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{mb}} = \sqrt{\frac{154500}{25.4 \times 15}} = 20.2 \text{ cm.} \Rightarrow d = 20.2 \text{ cm.}$$

Se propone una sección de 15x30 cm.

Refuerzo para Momento Negativo

Refuerzo para Momento Positivo

$$M/bd^2 = \frac{154500}{15 \times 28^2} = 13.2$$

$$\frac{145500}{15 \times 28^2} = 12.4$$

Obtenemos que $p = 0.0035$.

Obtenemos que $p = 0.0033$.

$$A_s = 0.0036 \times 15 \times 28 = 1.47 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.0033 \times 15 \times 28 = 1.39 \text{ cm}^2$$

Con 2 Varas. # 3 $A_s = 1.42 \text{ cm}^2$: bien con 2#3 $A_s = 1.42 \text{ cm}^2$: bien

Estas varillas se correrán a todo lo largo arriba y abajo

POR CORTANTE:

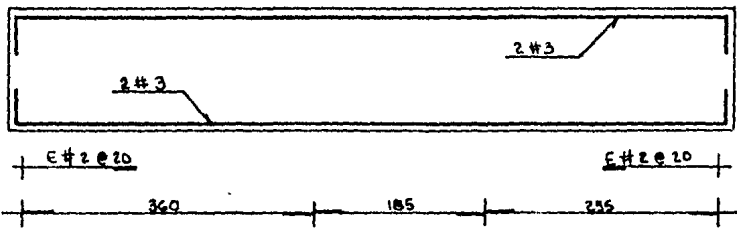
$$V = 4523 \text{ kg.}$$

$$V_{CR} = 0.8 \times 15 \times 28 (0.2 + 30 \times 0.0034) 12.65 = 1,284 \text{ kg.}$$

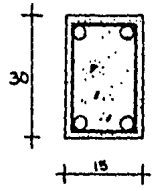
$$E\#2 \quad S = \frac{0.8 \times 0.64 \times 4200 \times 28}{4523 - 1284} = 18.6 \text{ cm.} \Rightarrow S = 18.6 \text{ cm.}$$

el cortante V está tomado a ejes, y como donde realmente los estribos empiezan a trabajar es a una distancia "d" - del paño del apoyo, se puede tomar una separación de estribos de:

$$S = 20 \text{ cm.}$$



TRABE TA-3



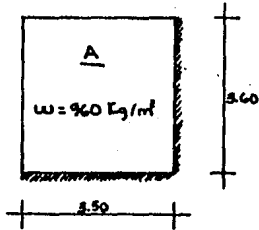
SECCION TA-3

Todas las demás traves se armarán con este mismo armado para no hacer repetitivo el cálculo. Pues como se aprecia en la Planta de bajada de cargas, las traves restantes están menos esforzadas. Con 4 vars. de 3/8" y E#2 @ 20 pasan.

Las dalas tendrán una sección de 15x20 cm. y se podrán armar con vars. del # 2.5 y E del # 2 @ 20

CARGA POR METRO LINEAL EN TRABES Y DALAS DE CERRAMIENTO

ENTREPISO:



LOSA TIPO A

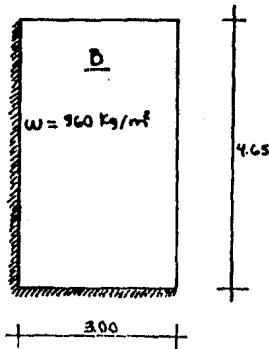
$$a_1 / a_2 = 3.5 / 3.6 = 0.97$$

$$w_a = 0.5 \times 960 = 480 \text{ kg/m}^2$$

$$w_b = 0.5 \times 960 = 480 \text{ kg/m}^2$$

$$w_a = 480 \times 3.5 / 2 = 840 \text{ kg/m}$$

$$w_b = 480 \times 3.6 / 2 = 864 \text{ kg/m}$$



LOSA TIPO B

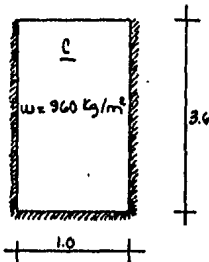
$$a_1/a_2 = \frac{3.00}{4.65} = 0.65$$

$$W_a = 0.85 \times 560 = 816 \text{ kg/m}^2$$

$$W_b = 0.15 \times 960 = 144 \text{ kg/m}^2$$

$$W_a = 816 \times 3.00/2 = 1.224 \text{ kg/m}$$

$$W_b = 144 \times 4.65/2 = 335 \text{ kg/m}$$



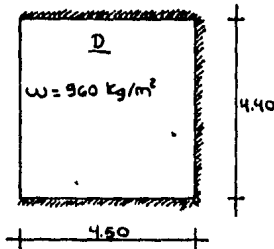
LOSA TIPO C

$$a_1/a_2 = \frac{1.0}{3.6} = 0.28$$

Como la relación claro corte en claro largo es menor que 0.5 la carga se distribuye sólo en el sentido corto.

$$W_a = 960 \times 1.0/2 = 480 \text{ kg/m}$$

$$W_b = 0$$



LOSA TIPO D

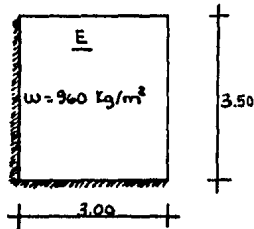
$$a_1/a_2 = \frac{4.40}{4.50} = 0.98$$

$$W_a = 0.33 \times 960 = 317 \text{ kg/m}^2$$

$$W_b = 0.67 \times 960 = 643 \text{ kg/m}^2$$

$$W_a = 317 \times 4.40/2 = 697 \text{ kg/m}$$

$$W_b = 643 \times 4.5/2 = 1,447 \text{ kg/m}$$



LOSA TIPO E

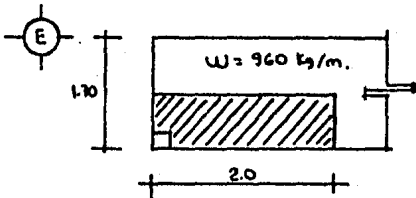
$$a_1/a_2 = \frac{3.0}{3.5} = 0.86$$

$$W_a = 0.66 \times 960 = 634 \text{ kg/m}^2$$

$$W_b = 0.34 \times 960 = 326 \text{ kg/m}^2$$

$$W_a = 634 \times 3.0/2 = 951 \text{ kg/m}$$

$$W_b = 326 \times 3.5/2 = 571 \text{ kg/m}$$



CARGA QUE TOMA LA COLUMNA C₁

$$\text{Area} = 2 \times 1.7/2 = 1.7 \text{ m}^2$$

Peso total que recibe

$$\text{la columna: } P = 960 \text{ kg/m}^2 \times 1.7 \text{ m}^2$$

$$P = 1632 \text{ kg}$$

El peso propio de las trabas de entrepiso, no se considerará, ya que el peralte va a ser igual al de las losas y las cargas se están tomando a ejes.

PESO POR METRO LINEAL DE MUROS PLANTA ALTA :

MUROS DE LINDERO

ALTURA	2.30 m.
Espesor	0.14 m.
Recubrimiento en una cara	0.02 m
Peso volumétrico del tabique	1500 kg/m^3
Peso volumétrico del yeso	1500 kg/m^3
Carga por metro lineal del tabique	$2.3 \times 0.14 \times 1500 = 483 \text{ kg/m.}$
Carga por metro lineal del yeso	$2.3 \times 0.02 \times 1500 = 69 \text{ kg/m.}$
Carga total por metro lineal	$\approx 552 \text{ kg/m.}$

MUROS INTERIORES

Altura	2.30 m.
Espesor	0.14 m.
Recubrimiento en dos caras	0.04 m.
Carga por metro lineal del tabique	$2.30 \times 0.14 \times 1500 = 483 \text{ kg/m}$
Carga por metro lineal del yeso	$2.30 \times 0.04 \times 1500 = 138 \text{ kg/m}$
Carga total por metro lineal	$= 621 \text{ kg/m}$

MUROS EN BAÑOS

Altura	2.30 m.
Espesor	0.14 m.
Recubrimiento en dos caras	0.04 m.
Azulejo en una cara	0.03 m.
Peso por metro cuadrado del azulejo	25 kg/m ²
Carga por metro lineal del tabique	$2.30 \times 0.14 \times 1500 = 483 \text{ kg/m.}$
Carga por metro lineal del yeso	$2.30 \times 0.04 \times 1500 = 138 \text{ kg/m.}$
Carga por metro lineal del azulejo	$2.30 \times 1.0 \times 25 = 58 \text{ kg/m.}$
Carga total por metro lineal	679 kg/m.

PESO POR METRO LINEAL DE MUROS PLANTA BAJA:

MUROS DE LINDERO

Altura	2.50 m.
Espesor	0.14 m.
Recubrimiento en una cara	0.02 m.
Carga por metro lineal del tabique	$2.50 \times 0.14 \times 1500 = 525 \text{ kg/m}$
Carga por metro lineal del yeso	$2.50 \times 0.02 \times 1500 = 75 \text{ kg/m}$
Carga total por metro lineal	=600 kg/m

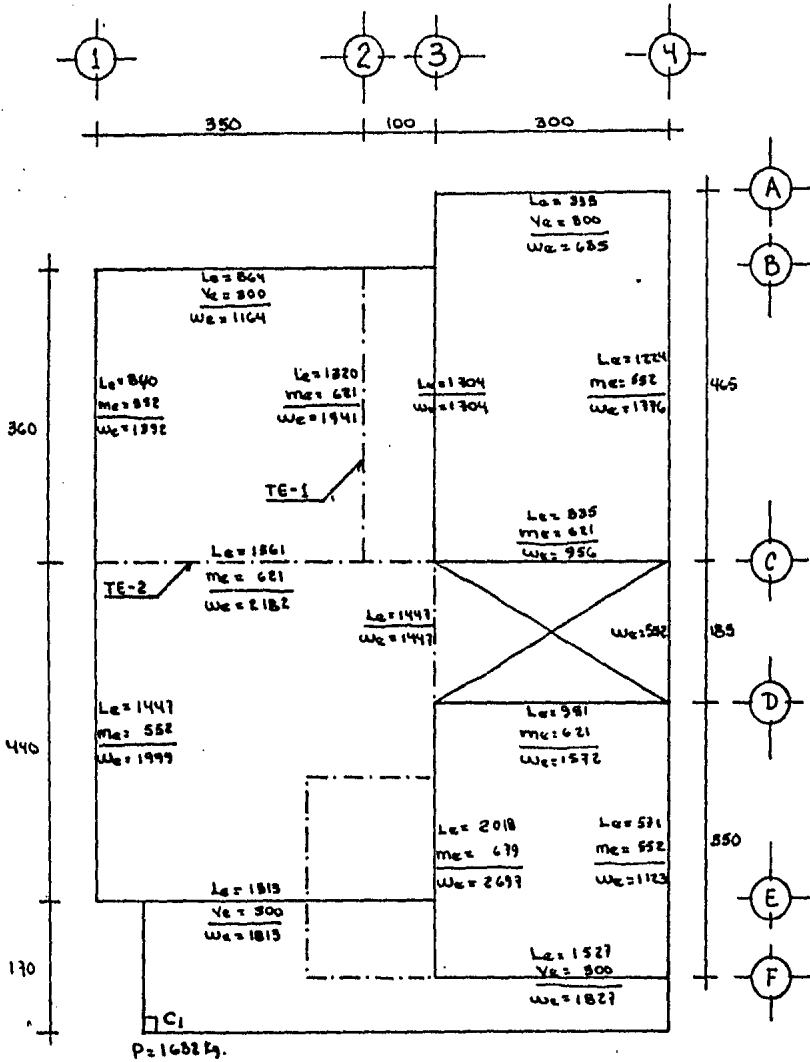
MUROS INTERIORES

Altura	2.50 m.
Espesor	0.14 m.
Recubrimiento en dos caras	0.04 m.
Carga por metro lineal del tabique	$2.50 \times 0.14 \times 1500 = 525 \text{ kg/m}$
Carga por metro lineal del yeso	$2.50 \times 0.04 \times 1500 = 150 \text{ kg/m}$
Carga total por metro lineal	=675 kg/m

PESO POR METRO DE VENTANAS

Como es muy variable el peso correspondiente a ventanas, se tomará un promedio de 300 kg/m.

PLANTA DE ENTREPISO BAJADA DE CARGAS

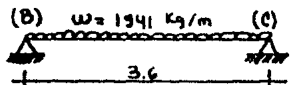


L_e = carga por metro lineal de la bsa
 m_e = carga por metro lineal del muro
 V_e = carga de las ventanas
 W_e = carga por metro lineal total.

TRABES DE ENTREPISO

Para que las trabes no sobresalgan de la losa las diseñaremos de 20 cm. de peralte total. Por tanto esta será una limitante que debemos tener en cuenta. Otra es, colocarlas invertidas, esto se puede hacer donde llevemos muros, es decir, en este caso la limitante será el espesor de los muros, 15 cms.

TRABE TE - 1



$$M (+) = \frac{w l^2}{8} = \frac{1941 \times 3.6^2}{8} = 3,144.42 \text{ kg-m}$$

$$M = 314442 \text{ kg-cm}$$

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

$$h = 20 \text{ cm.}$$

$$d = 18 \text{ cm.}$$

Cuando se nos presenta este caso, es conveniente diseñar la trabe doblemente armada para cumplir con el requisito arquitectónico. El diseño es como sigue:

Como las trabes si resistirán sismo tomaremos el 75% del P_{max} que tomamos para las losas:

$$P_{max} = 0.75 P_b = 0.75 \times 0.0152 = 0.0114$$

$$q_{m\acute{a}x} = P_{max} \frac{f_y}{f'_c} = 0.0114 \frac{4200}{200} = 0.352$$

Ahora calcularemos el momento resistente de la trabe si solo tuviera refuerzo a tensión (M_{R1})

$$M_{R1} = F_n b d^2 f_c' \rho_{max} (1 - 0.59 \rho_{max})$$

$$M_{R1} = 0.9 \times 20 \times 18^2 \times 136 \times 0.352 (1 - 0.59 \times 0.352)$$

$$M_{R1} = 230052 \text{ Kg-cm}$$

$$M_{R1} = 230052 \text{ Kg-cm} < M_u = 314442 \text{ Kg-cm.}$$

Por tanto se requiere refuerzo a compresión.

Cálculo de A_s y A'_s (se supone que A'_s fluye)

$$M_{RE} = M_u - M_{R1} = 314442 - 230052 = 84390 \text{ Kg-cm.}$$

$$A_s - A_{smax} = \frac{M_{RE}}{F_n f_y (d - d')} = \frac{84390}{0.9 \times 4200 (18 - 2)} = 1.40 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = \rho_{max} \cdot b d = 0.0114 \times 20 \times 18 = 4.10 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.40 + A_{smax} = 1.40 + 4.10 = 5.50 \text{ cm}^2 ; A'_s = 5.50 \text{ cm}^2$$

Y el acero de compresión :

$$A'_s = \frac{1.40}{0.75} = 1.87 \text{ cm}^2 \implies \begin{array}{l} A_s = 5.50 \text{ cm}^2 \text{ (Tensión)} \\ A'_s = 1.87 \text{ cm}^2 \text{ (Compresión)} \end{array}$$

ARMADO PROPUESTO

$$\text{Acero de tensión} \rightarrow 2\#5 + 2\#3 = 3.96 + 1.42 = 5.38 \text{ cm}^2$$

$$\text{Acero de compresión} \rightarrow 3\#3 = 2.13 \text{ cm}^2$$

POR CORTANTE : Se calcula a una distancia "d" del paño del apoyo : $d = 18 \text{ cm.}$

$$x = 7.5d = 28.5 \text{ cm.}$$

$$V_u = \frac{Wl}{2} - wx = \frac{1941 \times 3.6}{2} - 1941 \times 0.255 = 2999 \text{ Kg.}$$

$$V_u = 2999 \text{ Kg.}$$

$$\text{Cuando } p \geq 0.01 \quad V_{CR} = 0.5F_R b d \sqrt{f_c^{0.8}}$$

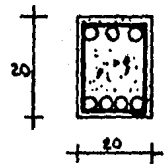
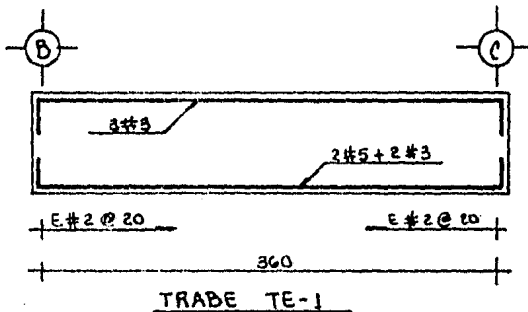
$$V_{CR} = 0.5 \times 0.8 \times 20 \times 18 \times 12.65 = 1822 \text{ Kg.}$$

\therefore Como $V_u > V_{CR}$ Se calcula la separación de estribos

$$\text{con } E\#2 \text{ (2 ramas)} \quad A_v = 0.64 \text{ cm}^2$$

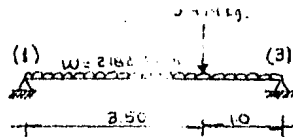
$$s = \frac{0.8 \times 0.64 \times 4200 \times 18}{2999 - 1822} = 33 \text{ cm.}$$

Se pondrán $E\#2 @ 20 \text{ cm.}$



SECCION TE-1

TRABE TE-2



Reacciones:

$$R_1 = \frac{2182 \times 4.50}{2} + \frac{2494 \times 1.0}{4.5} = 5686 \text{ Kg.}$$

$$R_3 = 4909.5 + \frac{2494 \times 3.5}{4.5} = 7408 \text{ Kg.}$$

Obtención del momento máximo:

$$M_x = R_1 x - \frac{Wx^2}{2} \text{ --- (1)}$$

$$\frac{dM_x}{dx} = R_1 - Wx = 0 \Rightarrow x = \frac{R_1}{W} = \frac{5686}{2182} = 2.61 \text{ m.}$$

Sustituyendo en la ecuación (1) el valor de "x", se tiene que:

$$M_x = 5686 \times 2.61 - \frac{2182 \times 2.61^2}{2} = 7408 \text{ Kg-m.}$$

$$\underline{M_{\mu} = 740800 \text{ Kg-cm.}}$$

Diseñaremos la trabe doblemente armada como lo hici-
mos con la trabe TE-1:

datos:

$$M_{R1} = 0.9 \times 40 \times 18^2 \times 136 \times 0.352 (1 - 0.5 \times 0.352)$$

$$d = 18 \text{ cm.}$$

$$M_{R1} = 460,104 \text{ Kg-cm.}$$

$$h = 20 \text{ ''}$$

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

$$M_{R2} = M_{\mu} - M_{R1} = 740800 - 460104 = 280696 \text{ Kg-cm.}$$

$$A_s - A_{smax} = \frac{280696}{0.9 \times 4200 \times 16} = 4.64 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = 0.0114 \times 40 \times 18 = 8.21 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8.21 + 4.64 = 12.85 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 12.85 \text{ cm}^2 \text{ (tension)}$$

y el acero de compresión:

$$A'_s = \frac{4.64}{0.75} = 6.19 \text{ cm}^2$$

ARMADO PROPUESTO :

Acero de tensión $\rightarrow 3 \#4 + 3 \#6 = 3.81 + 0.56 = 12.36 \text{ cm}^2$

Acero de compresión $\rightarrow 5 \#4 = 6.25 \text{ cm}^2$

POR CORTANTE :

$l_0 = 40 \text{ cm.}$

$\phi = 18 \text{ cm.}$

$V_{u1} = 5683 \text{ Kg.} ; V_{u2} = 7627 \text{ Kg.}$

$V_{CR} = 0.5 \times 0.8 \times 40 \times 18 \times 12.65 = 3643 \text{ Kg.}$

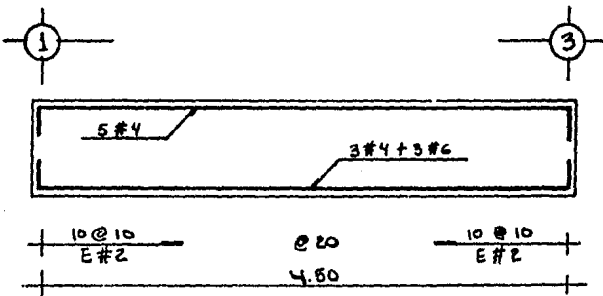
Como $V_u > V_{CR}$

Calcularemos la separación a que deben colocarse los estribos para resistir el cortante :

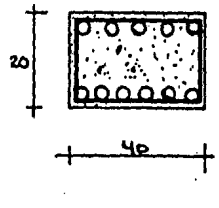
con $6 \#2$ (2 ramas) $A_s = 0.64 \text{ cm}^2$

$$s = \frac{0.8 \times 0.64 \times 4200 \times 18}{7,627 - 3643} = 9.71 \text{ cm.}$$

como el cortante se calculó a ejes los estribos se colocarán en la zona crítica @ 10 cm. ; los demás irán @ 20 cm.

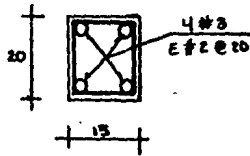


TRABE TE-2



SECCION TE-2

Como se puede ver en la planta de bajada de cargas de entrepiso, las demás trabes están menos esforzadas que la TE-1 y la TE-2, esto se debe a que reciben menos carga o porque tienen menor claro. Lo anterior nos conduce a proponer un armado mínimo para dichas trabes sin necesidad de revisarlas. La sección y el armado que se usará será el siguiente:



Revisión de columna C1:

Se propone una sección de 20x20 cm.
 con 4 var. del # 3 $\Rightarrow A_s = 2.84 \text{ cm}^2$

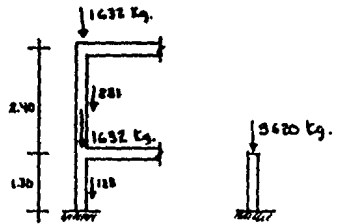
$P_1 = 1632 \text{ Kg.}$

$P_o P_o = 0.2 \times 0.2 \times 2.4 \times 2400 = 231 \text{ Kg (Propuesto)}$

$P_2 = 1632 \text{ Kg}$

$P_o P_o = 0.2 \times 0.2 \times 1.3 \times 2400 = 125 \text{ Kg.}$

$P_{2a} = 3620 \text{ Kg.}$



Diseño:

se propone un porcentaje de acero $p = 0.005$

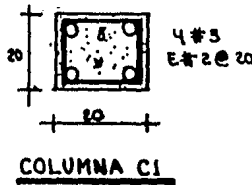
El área de acero será: $A_s = pbh = 0.005 \times 20 \times 20 = 20 \text{ cm}^2$

Se debe cumplir que $P_R > P_u$

$$P_R = F_R (A_c f_c'' + A_s f_y) = 0.85 (400 \times 136 + 2 \times 4200) =$$

$$P_R = 53800 \text{ Kg} \gg P_u = 3620 \text{ Kg.}$$

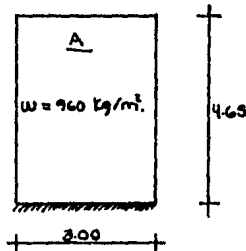
Esto quiere decir que la sección se puede proponer de $15 \times 15 \text{ cm}$. En nuestro caso la dejaremos de $20 \times 20 \text{ cm}$. por cuestión arquitectónica.



CARGA POR METRO LINEAL EN TRABES DE GARAGE:

LOSA TIPO A

$$a_1/a_2 = \frac{2.00}{4.65} = 0.43$$



$$W_a = 0.69 \times 960 = 662 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_b = 0.31 \times 960 = 298 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_a = 662 \times \frac{3}{2} = 993 \text{ Kg/m.}$$

$$W_b = 298 \times \frac{4.65}{2} = 693 \text{ Kg/m.}$$

LOSA TIPO B

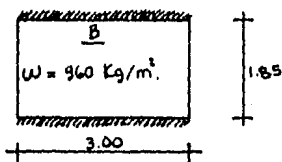
$$a_1/a_2 = \frac{1.85}{3.00} = 0.62$$

$$W_a = 0.96 \times 960 = 922 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_b = 0.04 \times 960 = 38 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_a = 922 \times 1.85/2 = 853 \text{ Kg/m.}$$

$$W_b = 38 \times 3/2 = 57 \text{ Kg/m.}$$



LOSA TIPO C :

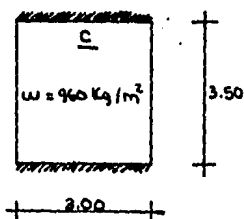
$$a_1/a_2 = \frac{3.0}{3.5} = 0.86$$

$$W_a = 0.28 \times 960 = 269 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_b = 0.72 \times 960 = 691 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_a = 269 \times 3.0/2 = 404 \text{ Kg/m}$$

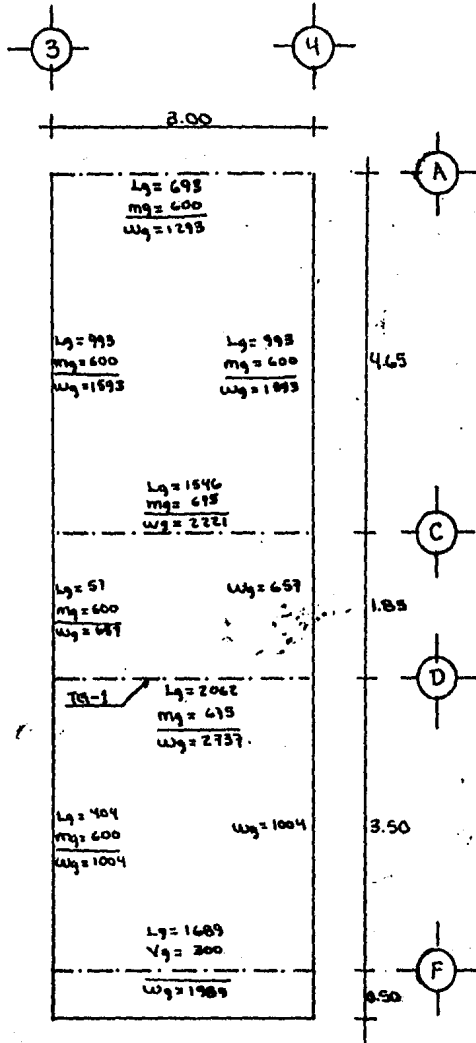
$$W_b = 691 \times 3.5/2 = 1203 \text{ Kg/m.}$$



TRABES DE GARAGE:

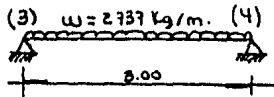
Estas traves se colocarán invertidas y el ancho máximo será de 15 cm. para que no sobresalgan de los muros.

PLANTA DE GARAGE BAJADA DE CARGAS



L_g = Carga por metro lineal de losa
 m_g = Carga por metro lineal de muro
 V_g = carga de ventanas
 W_g = Carga por metro lineal total.

TRABE TG-1



$$M_u (+) = \frac{w l^2}{8} = \frac{2737 \times 2^2}{8} = 3079 \text{ Kg-m.}$$

$$M_u = 307900 \text{ Kg-cm.}$$

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{m b}} = \sqrt{\frac{307900}{25.4 \times 15}} = 28.43 \Rightarrow d = 28.43 \text{ cm.}$$

Se propone una sección de $15 \times 35 \text{ cm}$. ; recubrimiento: 2 cm.

Diseño:

$$\text{Por flexión: } M_u / b d^2 = \frac{307900}{15 \times 33^2} = 18.85$$

Con este valor se obtiene que el porcentaje necesario de acero es $p = 0.0054 \therefore A_s = p b d = 0.0054 \times 15 \times 33 = 2.7 \text{ cm}^2$

con 4 vars. # 4 el área de acero es $2.84 \text{ cm}^2 > 2.7 \text{ cm}^2 \therefore$ BIEN

Por cortante:

$$V_{CR} = 0.8 \times 15 \times 33 (0.2 + 80 \times 0.0054) \sqrt{160} =$$

$$V_{CR} = 1813 \text{ Kg.}$$

$$V_u = w l / 2 = \frac{2737 \times 2}{2} = 4106 \text{ Kg.}$$

Como $V_u > V_{CR} \therefore$ si necesita estribos.

con E # 2 (2 ramas) $A_{tr} = 0.64 \text{ cm}^2$

La separación de estribos será:

$$s = \frac{0.8 \times 0.64 \times 4200 \times 33}{(4106 - 1813)} = 80.9 \text{ cm.} \Rightarrow s = 30.9 \text{ cm.}$$

\therefore con E # 2 @ 20 cm. BIEN

V5. CIMENTACION

Tratando de que esta parte del trabajo abarque las diferentes posibles alternativas de cimentación para una casa habitación, es que se diseñarán zapatas corridas de concreto y mampostería, así como también una zapata de concreto aislada. Cabe aclarar que en la práctica no va a ocurrir de esta manera y que en nuestro caso lo haremos así con fines académicos.

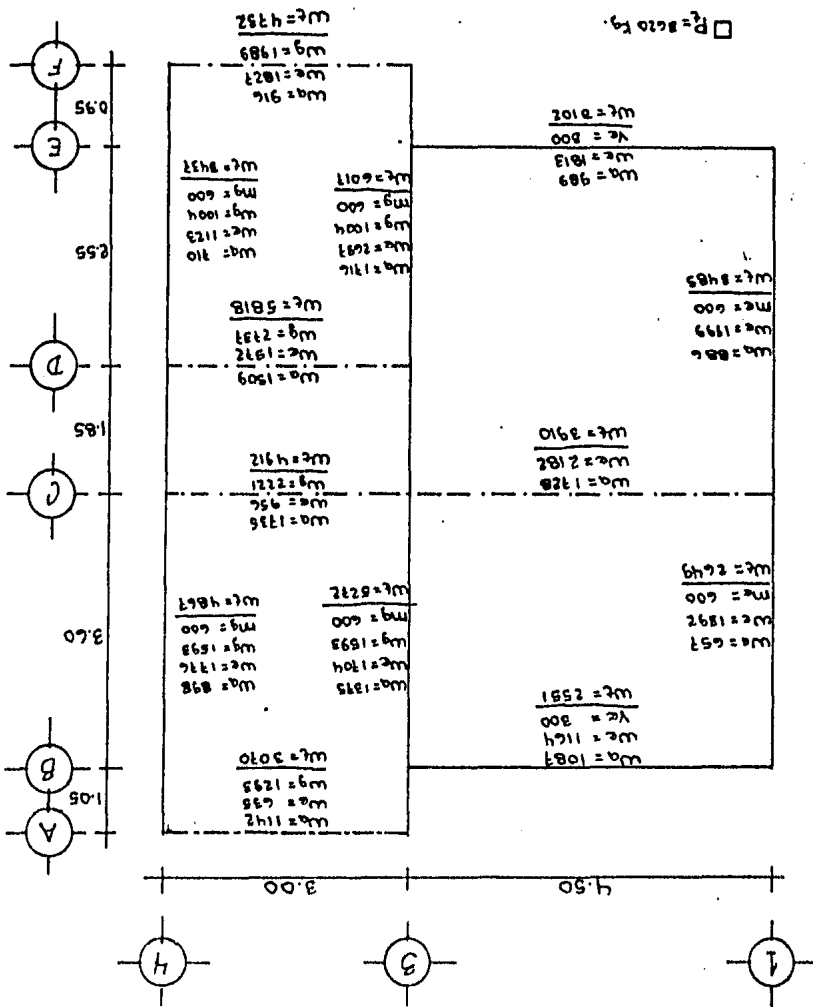
En el diseño de un cimiento deben tomarse en cuenta los siguientes factores:

- a) Cargas sobre el cimiento
- b) Resistencia o capacidad de carga del terreno.
- c) Materiales que se van a utilizar.

Por lo que toca al primer inciso, la forma de cargar los cimientos es de la misma manera en que se cargaron las traveses y muros, con la diferencia que en este caso se irán sumando las cargas: las de la azotea más las del entrepiso, hasta llegar a la planta baja (ver planta de cargas en cimentación).

Como no conocemos la capacidad de carga del terreno, supondremos una resistencia de 6.0 ton/m^2 en todos los casos.

Como ya dijimos anteriormente, se calcularán algunas de concreto y otras de mampostería.



$\square P_t = 8620 \text{ kg.}$

wa = carga por metro lineal de azotea
 wb = carga por metro lineal de entrepiso
 mc = carga por metro lineal de muro
 ve = carga por metro lineal de ventanas
 wg = carga por metro lineal de garage
 wf = carga por metro lineal total sobre cimentación

PLANTA DE CIMENTACION ESQUEMA DE CARGAS

ZAPATA CORRIDA DE CONCRETO ARMADO:

ZAPATA INTERMEDIA DE EJE (3)

Carga actuante sobre el cimiento $\rightarrow w_e = 6017 \text{ Kg/m}$.

capacidad de carga del terreno $f_r = 6,000 \text{ Kg/m}^2$

El área que necesitamos para resistir esa carga será igual a:

$$A = \frac{w_e}{f_r} = \frac{6017 \text{ Kg/m} \times 1.0 \text{ m}}{6000 \text{ Kg/m}^2} = 1.002 \text{ m}^2$$

El área necesaria es de 1.0 m^2

como la zapata será corrida tomaremos una longitud unitaria de un metro: $L = 1.0 \text{ m}$.

$$A = 1.0 \text{ m}^2$$

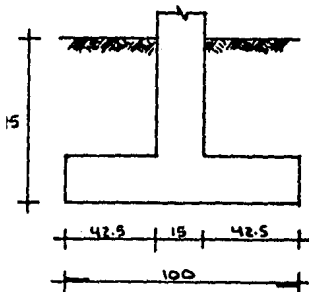
$$L = 1.0 \text{ m}$$

$$B = ?$$

$$\text{Si } A = B \times L \Rightarrow 1.0 \text{ m}^2 = B \times 1.0 \text{ m}$$

$$B = \frac{A}{L} \Rightarrow B = \frac{1.0 \text{ m}^2}{1.0 \text{ m}} = 1.0 \text{ m}$$

Por tanto, necesitamos una zapata de un metro de ancho: $B = 1.0 \text{ m} \Rightarrow$ con $A = 1.0 \text{ m}^2$ Bien

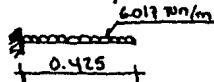


Revisión POR FLEXIÓN

Reacción del terreno por la carga actuante: $q_u = 6017 \text{ Kg/m}^2$

Momento máximo:

La sección crítica está en el paño del muro y se diseña como voladizo



$$M_{\text{máx}} = \frac{w l^2}{2} = \frac{6017 \times 0.425^2}{2} = 0.54341 \text{ ton-m}$$

$$M_{\text{máx}} = 54341 \text{ Kg-cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{mb}} = \sqrt{\frac{54341}{25.41 \times 100}} = 4.62 \text{ cm.}$$

$$d = 13 \text{ cm.}$$

$$\text{rec.} = 2 \text{ cm.}$$

$$h = 15 \text{ cm.}$$

$$M_R/bd^2 = \frac{54341}{100 \times 13^2} = 3.21 \Rightarrow \text{Se usará el porcentaje mínimo } \rho = 0.0024$$

$$A_s = \rho b d = 0.0024 \times 100 \times 13 = 3.12 \text{ cm}^2$$

$$\text{con 5 vars. } \# 3 \Rightarrow A_s = 3.55 \text{ cm}^2 \text{ OK } \# 3 @ 20 \text{ cm.}$$

Revisión por Cortante:

Como viga ancha (la sección crítica está a un peralte "d" del paño del castillo).

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 30\rho) \sqrt{f_c}$$

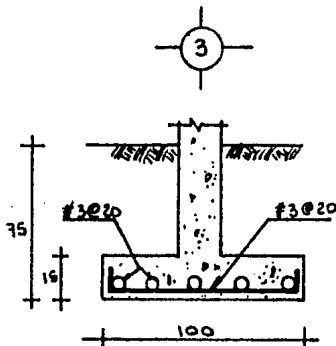
$$V_{CR} = 0.8 \times 100 \times 13 (0.2 + 30 \times 0.0024) \sqrt{160} = 3578 \text{ Kg.}$$

$$\underline{V_{CR} = 3578 \text{ Kg.}}$$

$$V_u = w(l-d) = 6017(0.425 - 0.13) = 1775 \text{ Kg.}$$

$$\underline{V_u = 1775 \text{ Kg.}}$$

Como $V_{CR} > V_u \therefore$ Se acepta por cortante.



ZAPATA DE COLINDANCIA DE EJE (4)

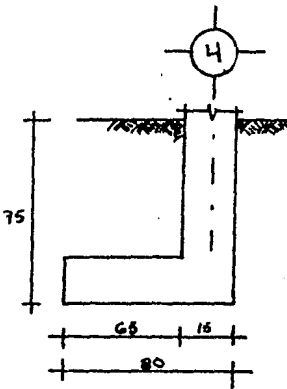
carga actuante $\rightarrow w_t = 4867 \text{ kg/m}$.

capacidad de carga $\rightarrow f_r = 6000 \text{ kg/m}^2$

$$A = \frac{w_t}{f_r} = \frac{4867 \times 1}{6000} = 0.81 \text{ m}^2$$

el área necesaria es de: 0.80 m^2

$$\therefore B = 0.80 \text{ m. ; } L = 1.0 \text{ m.}$$



Reacción del terreno :

$$q_u = \frac{4867}{0.8} = 6084 \text{ kg/m}^2$$

Revisión por flexión :

Momento máximo :

$$M_u = \frac{w_l l^2}{2} = \frac{6084 \times 0.65^2}{2} = 1285 \text{ kg-m.}$$

$$M_u = 128524 \text{ kg-cm.}$$

$$d = \sqrt{\frac{128524}{25.41 \times 100}} = 7.11 \text{ cm.}$$

Se propone $d = 13 \text{ cm.}$
 $h = 15 \text{ cm.}$

$$M_u / b d^2 = \frac{128524}{100 \times 15^2} = 7.6 \Rightarrow \text{Se usará el porcentaje mínimo } \rho = 0.0024$$

$$A_s = 0.12 \text{ cm}^2$$

Con 5 Vars. #3 $\Rightarrow A_s = 3.56 \text{ cm}^2$; Bien

#3 @ 20 cm.

Cortante:

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 30 p) \sqrt{f_c'}$$

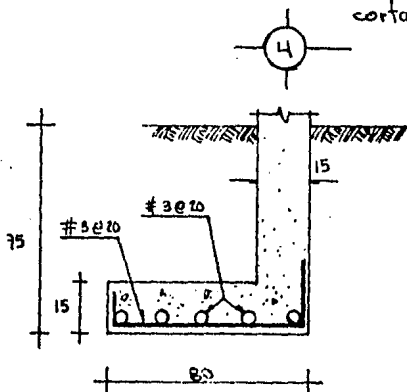
$$V_{CR} = 0.8 \times 100 \times 13 (0.2 + 30 \times 0.0024) \sqrt{160}$$

$$V_{CR} = 3578 \text{ Kg.}$$

La sección crítica se presenta a un peralte "d" del paño:

$$V_u = w(l - d) = 6084(0.65 - 0.13) = 3164 \text{ Kg.}$$

como $V_{CR} > V_u$ se acepta el peralte por cortante.



ZAPATA AISLADA DE CONCRETO:

Se diseñará como zapata aislada la que se encuentra localizada en la terraza de enfrente de la casa y que soporta una columna de 20 x 20 cm. (Ver planta de cimentación):

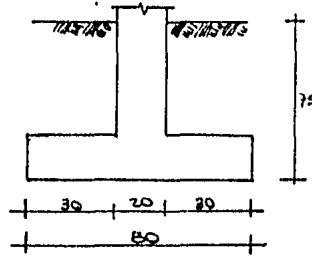
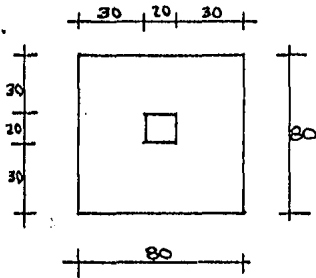
Carga actuante: $\rightarrow P_u = 3620 \text{ Kg.}$

capacidad del terreno $\rightarrow f_r = 6000 \text{ Kg/m}^2$

$$A_{nec.} = \frac{P_u}{f_r} = \frac{3620}{6000} = 0.603 \text{ m}^2$$

con una zapata cuadrada de $0.8 \times 0.8 = 0.64 \text{ m}^2$

Bien



diseño por flexión:

Reacción del terreno por efecto de la carga:

$$q_u = \frac{3620}{0.64} = 5656 \text{ kg/m}^2$$

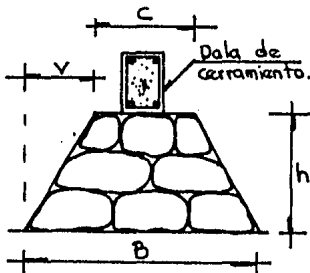
$$M_{\text{máx}} = \frac{w l^2}{2} = \frac{5656 \times 0.3^2}{2} = 254.53 \text{ kg-m.}$$

$$M_u = 25453 \text{ kg-cm.}$$

como el momento es muy pequeño, no tiene sentido que revisemos por flexión y cortante, así que armaremos con el refuerzo mínimo:

Vars. #3 @ 20 (en ambos sentidos)

ZAPATAS DE MAMPOSTERIA



La cimentación que se escogió en este caso fue de zapatas corridas y de piedra brasa. Las fórmulas siguientes permiten calcular las dimensiones de estas. Las zapatas de lindero serán de un solo escarpe y las intermedias de dos escarpes.

Se dejarán cimientos mínimos de :

$$B = 50 \text{ cm.} ; C = 30 ; h = 40 \text{ cm.}$$

Ancho del cimiento :

$$B = \frac{w}{100 f_r}$$

B = ancho del cimiento en cm.

w = carga por metro lineal

f_r = Reacción del terreno en kg/cm²

El vuelo se determina por medio de la siguiente fórmula :

$$V = \frac{B - C}{2}$$

V = Vuelo en cm.

C = corona en cm.

B = Ancho en cm.

La profundidad o altura del cimiento :

$$h = V \sqrt{\frac{3 f_r}{K}}$$

h = altura en cm.

V = vuelo en cm.

f_r = reacción del terreno en kg/cm²

K = Resistencia del mortero en kg/cm²

CIMENTACION EJE (E) DE (1) A (3)

$$w = 3102 \text{ kg/m}$$

$$f_r = 0.60 \text{ kg/cm}^2$$

base teórica :

$$B = \frac{3102}{100 \times 0.6} = 51.7 \text{ cm} \Rightarrow 55 \text{ cm.}$$

Vuelo :

$$V = \frac{55 - 30}{2} = 12.5 \text{ cm.}$$

Altura teórica :

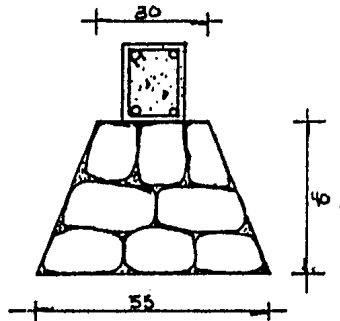
$$h = 12.5 \sqrt{\frac{3 \times 0.6}{1}} = 17 \text{ cm.}$$

Sección práctica :

$$b = 55 \text{ cm.}$$

$$c = 30 \text{ cm.}$$

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



CIMENTACION EJE (I) DE (B) A (C)

$$w = 3485 \text{ kg/m}^3 \quad (\text{DE COLINDANCIA})$$

$$f_r = 0.60 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{base teórica : } B = \frac{3485}{100 \times 0.6} = 58.1 \text{ cm.} \rightarrow 60 \text{ cm.}$$

$$\text{Vuelo : } V = \frac{60 - 30}{2} = 15 \text{ cm.}$$

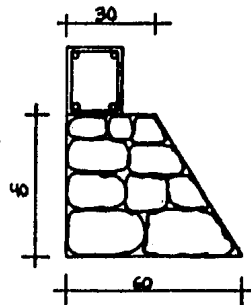
$$\text{Altura teórica : } h = 15 \sqrt{\frac{2 \times 0.6}{1}} = 20.12 \text{ cm.}$$

Sección práctica :

$$B = 60 \text{ cm.}$$

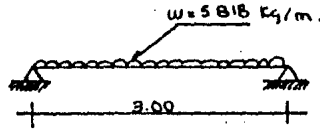
$$C = 30 \text{ cm.}$$

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



CONTRATRABES :

Se diseñará la contratrabe del eje (D)
de (3) a (4).



Por flexión :

$$\text{Momento máx.} = \frac{wl^2}{8} = \frac{5818 \times 3^2}{8} = 6545 \text{ kg-m.}$$

$$b = 20 \text{ cm.} \quad d = \sqrt{\frac{M}{m \cdot b}} = \sqrt{\frac{654500}{23.41 \times 20}} = 35.9 \text{ cm.}$$

con una $h = 40 \text{ cm.}$ $d = 38 \text{ cm.}$

$$M_u/d^2b = \frac{654500}{20 \times 38^2} = 23 \quad ; \quad \text{entrando a la figura D, obtenemos que } p = 0.0066$$

$$\Rightarrow A_s = pbd = 0.0066 \times 20 \times 38 = 5.02 \text{ cm}^2$$

con 4 Vars. # 4 $\Rightarrow A_s = 5.08 \text{ cm}^2 \therefore$ Bien

Por Cortante :

$$x = 7.5 + 18 \quad V_u = \frac{w(l-x)}{2} = 5818(3.0 - 0.455)/2 = 7403 \text{ Kg.}$$

$$x = 45.5 \text{ cm.}$$

$$V_u = 7403 \text{ Kg.}$$

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 30p) \sqrt{f_c'}^k$$

$$V_{CR} = 0.8 \times 20 \times 38 (0.2 + 30 \times 0.0066) \sqrt{160}$$

$$V_{CR} = 3061 \text{ Kg.} \quad \therefore \text{ como } V_u > V_{CR}$$

se usarán estribos.

con E # 2 (2 ramas) $A_{tr} = 0.64 \text{ cm}^2$

$$s = \frac{0.8 \times 0.64 \times 4200 \times 38}{(7403 - 3061)} = 19 \text{ cm.} \Rightarrow s = 18 \text{ cm.}$$

se usarán E # 2 @ 18 cm.

V.6. ANALISIS SISMICO:

Tomando en cuenta las consideraciones del capitulo III, en lo referente a coeficiente sismico, en nuestro caso tomaremos: $c = 0.09$.

$$\begin{aligned} \text{Carga total de la azotea (W}_A) & 44.0 \times 770 = 33880 \text{ Kg.} \\ & 31.5 \times 770 = 24255 \text{ Kg.} \\ & \underline{\hspace{10em}} \\ W_A & = 58,135 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

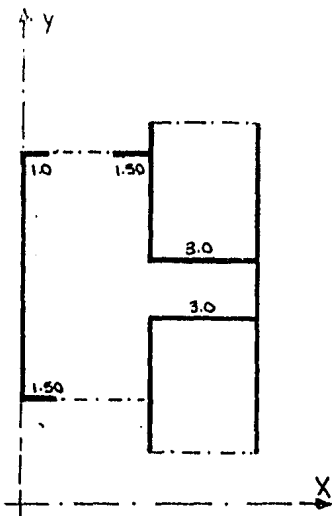
$$\begin{aligned} \text{Carga total de el entrepiso (W}_E) & 25.95 \times 960 = 24912 \text{ Kg.} \\ & 42.3 \times 960 = 40608 \text{ Kg.} \\ & \underline{\hspace{10em}} \\ W_E & = 65,520 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

NOTA: El garage no se revisará por sismo pues la altura libre de muros es de 1.20 m. Solo se recomienda que hasta la altura ± 0.00 el espesor de ellos sea de 21 cm.

$$F_x = C W \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$$

Haremos una tabla para visualizar mejor la formula anterior:

NIVEL	ENTREPISO	W _i (TON)	h _i (m)	W _i · h _i (TON · m)	F _x	W _e (TON.)
2		58.14	5.20	302.33	7.02	
	2					7.02
1		65.52	2.70	176.91	4.11	
	1					11.13
Σ		123.66		479.24		



PLANTA DE MUROS
QUE RESISTEN CORTANTE

El análisis sísmico debe efectuarse en el sentido, en el que la longitud de muros sea menor. En este caso, es en dirección del eje "X", como se aprecia en la planta de muros que resistirán la fuerza cortante.

La fuerza cortante resistente de diseño se calculará con la

$$\text{expresión: } V_R = F_R(0.7 V^* A_T)$$

$$F_R = 0.6$$

Para muros confinados de tabique de barro recocido

tomaremos: $V^* = 3.0 \text{ Kg/cm}^2$

Cuando la relación $h/L \leq 1.33$, el esfuerzo cortante para muros será el anteriormente dicho. Pero cuando la relación sea mayor que 1.33 se multiplicará por un factor de reducción: $(1.33 L/h)^2$

La longitud total de muros paralelos al eje de las X, o sea, los que nos resistirán el sismo si se presentase en ese sentido es de 10.0 m.; de los cuales 6.0 m. corresponden a muros con relación

h/L menor de 1.33, en este caso el esfuerzo de trabajo será de 3.0 kg/cm^2

Los esfuerzos de trabajo para los tramos de 1.0 y 1.5 m., serán los siguientes:

$$h/L = \frac{2.70}{1.0} = 2.7 > 1.33 \quad \text{y} \quad \frac{2.70}{1.5} = 1.8 > 1.33$$

de donde los esfuerzos de trabajo valen:

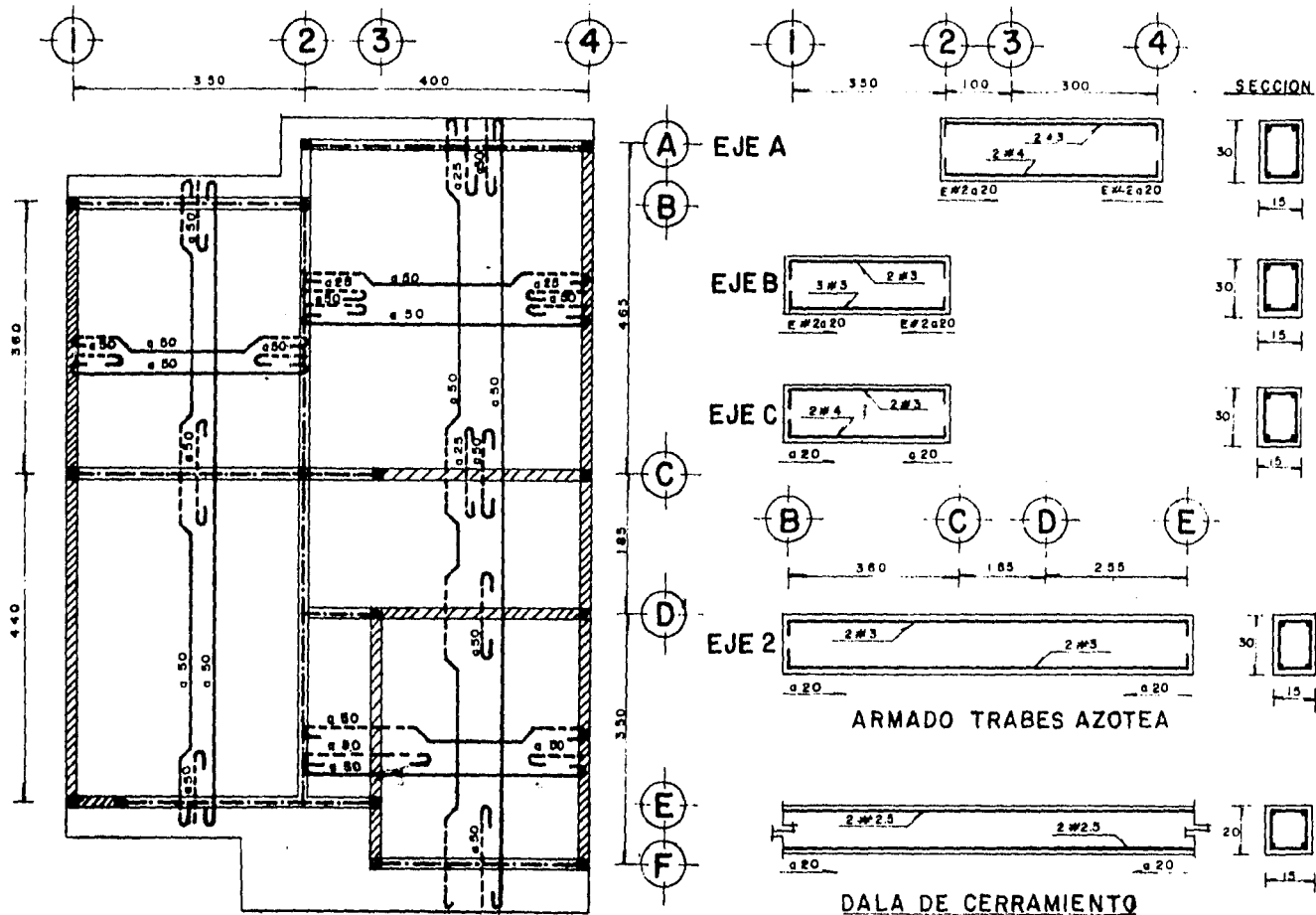
$$\begin{aligned} \sqrt{1.33 + h}^2 &= 3.0 \left(1.33 \frac{1.00}{2.70}\right)^2 = 0.73 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 3.0 \left(1.33 \frac{1.50}{2.70}\right)^2 = 1.64 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Por tanto la capacidad de la planta baja a fuerza cortante será:

$$\begin{aligned} V_R &\Rightarrow 0.6(0.7 \times 3.0 \times 14 \times 600) = 10984 \text{ Kg} \\ &0.6(0.7 \times 0.73 \times 14 \times 100) = 429 \text{ Kg} \\ &0.6(0.7 \times 1.64 \times 14 \times 300) = 2893 \text{ Kg} \\ \hline V_R &= 13906 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

$$V_R > V_e$$

Como la fuerza cortante resistente $V_R = 13.9 \text{ ton.}$ es mayor que la fuerza cortante por sismo $V_e = 11.13 \text{ ton.}$ no habrá problemas en este sentido por sismo.



PLANTA ARMADO LOSAS AZOTEA

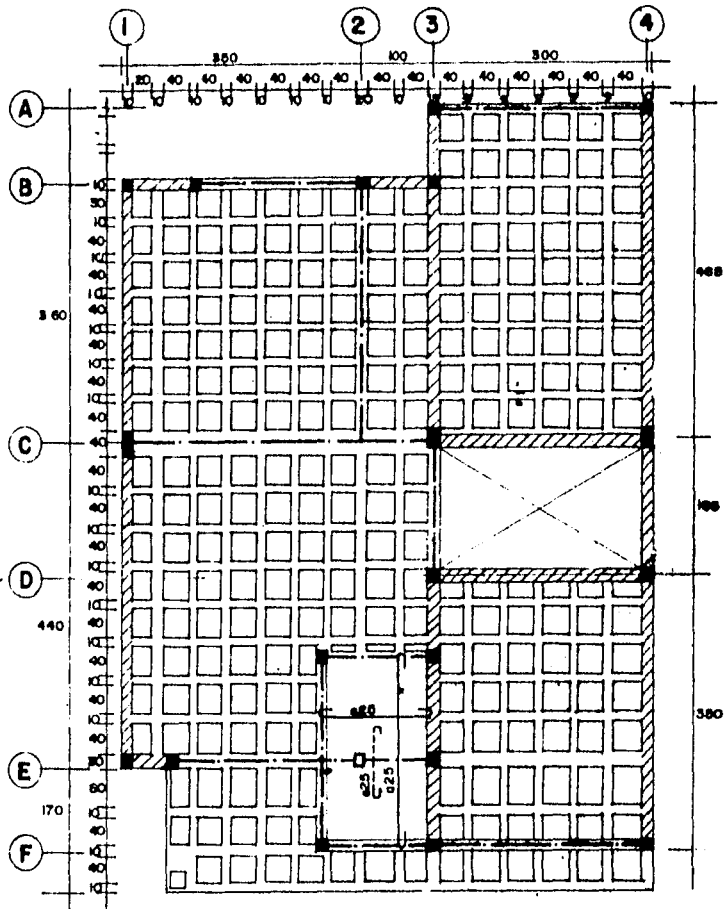
NOTAS:

- 1- CONCRETO $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
- 2- ACERO CON $U_n f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$, EXCEPTO EN LA VARILLA No. 2 (1/4") QUE SERA DE $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$
- 3- EL ARMADO DE LAS LOSAS SERA CON VARILLA - DEL No. 2.5 (3/16") EN TODOS LOS CASOS.
- 4- ACOTACIONES EN CMS.

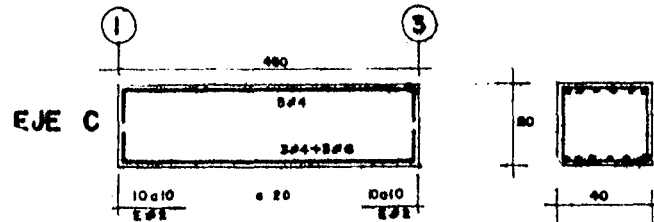
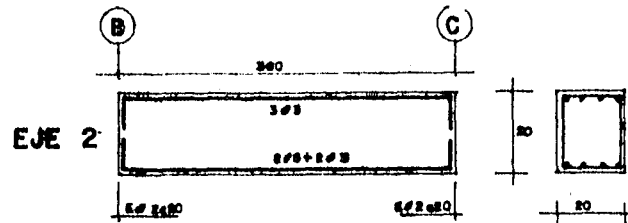
SIMBOLOGIA

- MURO DE RELLENO
- MURO DE CARGA
- TRABES O CONTRA-TRABES
- VARILLAS LEVANTO SUPERIOR (armado de losa)
- VARILLAS LEVANTO INFERIOR (armado de losa)
- CASTILLOS HASTA EL NIVEL DE LA LOSA
- CASTILLO QUE SOBREPASA LA LOSA

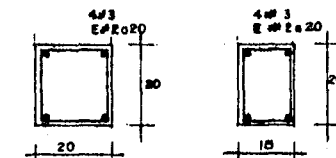
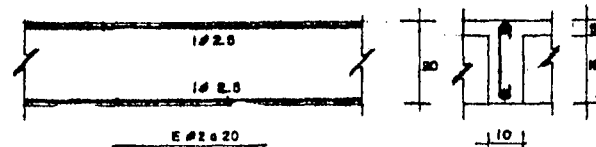
	UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO FACULTAD DE INGENIERIA		
	PLANTA ARMADO LOSAS AZOTEA		
	TESIS PROFESIONAL "DISEÑO DE CASAS HABITACION"		
	JULIO CESAR RIVERA PEREZ		
REVISO <small>ING. A. DEMENHUA</small>	FECHA: MARZO 1985	ESCALA: No. 1:100	LAMINA No. 4



PLANTA ARMADO LOSA ENTREPISO



ARMADO TRABES ENTREPISO



COLUMNA TIPO

TRABE TIPICA EN TODOS LOS DEMAS CASOS

U.N.A.M.

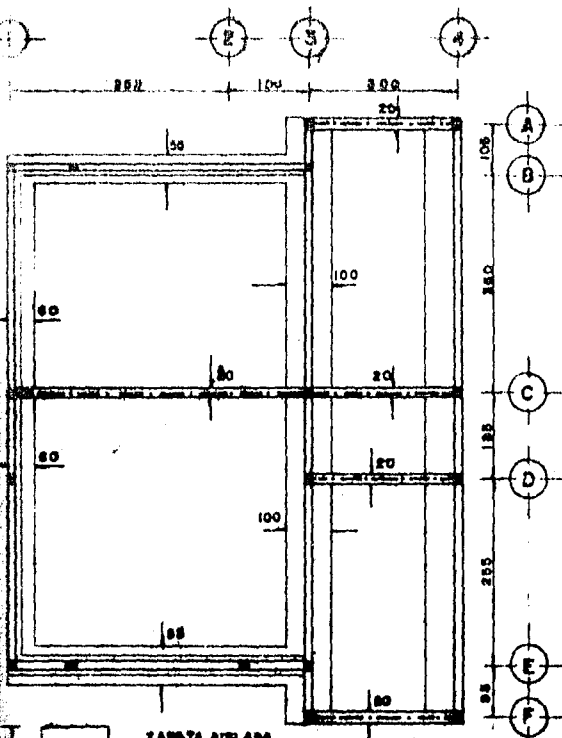
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

PLANTA ARMADO LOSA ENTREPISO

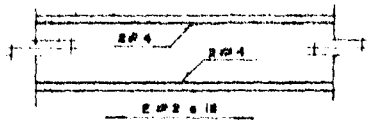
TESIS PROFESIONAL
"DISEÑO DE CASAS HABITACION"

JULIO CESAR RIVERA PEREZ

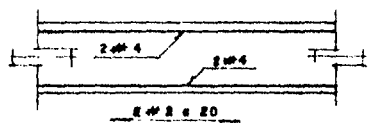
REVISO:	FECHA:	ESCALA:	LAMINA No.:
			5



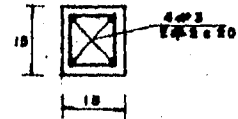
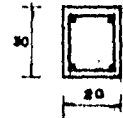
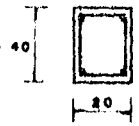
PLANTA GENERAL CIMENTACION



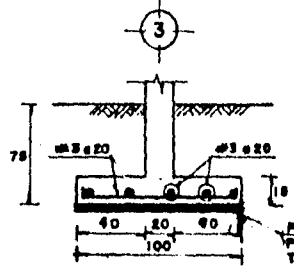
CONTRATRABE TIPO
EJES (A) (C) (D) y (F)



DALA DE CIMENTACION (TIPO)



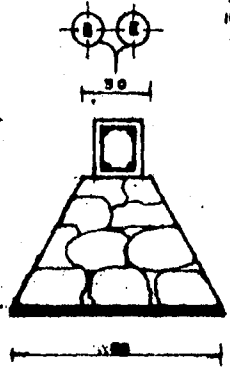
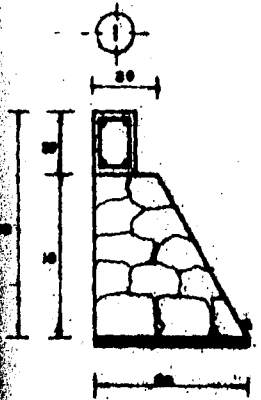
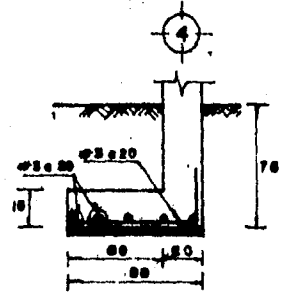
CASTILLO TIPO



PLANTILLA DE
PEDAZO DE
TABIQUE 15 x 15 cm.

LA ZAPATA AISLADA
DE ARMADA CON VARILLAS DEL
3 x 20 EN AMBOS SENTIDOS,
15 x 15 cm.

VER NOTAS EN LAMINA Nº 4.



	U.N.A.M.		
	UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO FACULTAD DE INGENIERIA		
	PLANTA GENERAL CIMENTACION		
	TECNOLOGO PROFESIONAL "DISEÑO DE CASAS HABITACION"		
JULIO CESAR RIVERA PEREZ			
REVISOR:	FECHA:	ESCALA:	LAMINA No.
ELABORADOR:	ELABORACION:	Nº. 1:100	5

C A P I T U L O V I

C O N C L U S I O N E S

VI. CONCLUSIONES

Las conclusiones de este trabajo, se ven sin duda, en los -- tres planos estructurales que aparecen al final del capítulo anterior. Ahí se resume en gran parte lo aquí expuesto. En el diseño de casas habitación todo es importante: desde escoger adecuadamente los tipos de losas a emplear en azotea y garage, hasta el más mínimo detalle de acabados.

Por lo que respecta al ejemplo que desarrollamos en el capítulo V, desde un principio se fijó como meta principal que debería tocar aunque fuera someramente los diferentes casos de estructuración y de cimentaciones; creo que al respecto se logró el objetivo deseado. La losa de azotea se diseñó como losa maciza, --- mientras que la del entepiso y garage se hizo de losa nervada. - Por lo que toca a los armados en la losa de azotea, deben de interpretarse como sigue (ver plano de armado de losa de azotea, - página 145, capítulo V): primero colocar las varillas que van a - todo lo largo de los claros, a cada 50 cm.; después se pondrán las varillas que van bayoneteadas, también a cada 50cm. (intercaladas); y por último los bastones como se indiquen en la planta. Por lo - que tendremos separaciones a cada 25 cm. y en otros casos a cada - 12.5 cm. Si estas separaciones las comparamos con las obtenidas - en nuestro diseño (a cada 35 y a cada 15) vemos que nuestros arma - dos están correctos.

Las losas de entepiso y garage están constituidas por nervaduras y casetones, éstos pueden ser de bloque de concreto ligero o de otro material que aligere la losa. Las nervaduras no son más que pequeñas trabecitas que van a todo lo largo del claro en ambos sentidos y que en nuestro caso irán armadas con una varilla abajo y una varilla arriba, ligadas entre sí por medio de un es-- tribo (gancho); además en algunas partes van traveses del mismo perfil de la losa con su armado específico en cada caso (ver planta de armado de losas de entepiso).

Tal vez notarán que el armado de las nervaduras es mínimo y -preguntarán por qué. Esta es una buena observación pues conduce a explicar la razón de ello: El armado propuesto es correcto, ya que es el que nos da el diseño. Por otro lado el obtener un armado mínimo para una sección cualquiera nos está indicando que el peralte propuesto es sobrado. Ahora bien, a lo que nos llevaría reducir el peralte de la losa (a 15 cm. por ejemplo) sería a aumentar los armados en las nervaduras. Generalmente el peralte en los bloques de concreto varía de 5 cm. en 5 cm., es por esto que la reducción es así. Creo que una comparación económica nos daría la alternativa - óptima.

Las trabes de azotea se calcularon en forma normal, mientras- que las del entrepiso, para que quedaran ahogadas en la losa se diseñaron con el mismo peralte que ésta; se consideraron doblemente-armadas, Las trabes del garage por cuestiones arquitectónicas se - se colocarán invertidas, esto es, que la losa les llegará por abajo, y no por arriba en la forma tradicional.

La cimentación se hubiera podido solucionar con zapatas de --mampostería, pero como se explicó en su momento se hizo de esa manera para abarcar todos los posibles casos.

El análisis sísmico se revisó en el sentido "X" de la planta-baja, pues es donde tenemos menor longitud de muros. En el sentido-"y" tenemos mayor por eso no revisamos.

Cabe aclarar que los valores tomados del coeficiente sísmico- y de la capacidad de carga del terreno para nuestro ejemplo fueron elegidos en forma arbitraria y en ningún momento se deben tomar como tipo para cualquier otro caso.

Las tablas que se presentan en este trabajo son con el fin de ahorrar tiempos al diseñador y deberá emplearlas tomando en cuenta su criterio y experiencia.

De todo lo aquí expuesto el comportamiento del terreno de cimentación es el que más incertidumbre nos deja. De nada sirve haber-realizado un magnífico diseño estructural, si una vez construida la casa, vemos que los muros se empiezan a agrietar notoriamente o el firme de la planta baja se comienza a levantar. Todo por no prever-que bajo nuestra cimentación existían arcillas expansivas, por ejemplo.

Como se vio a lo largo de los anteriores capítulos, una casa -habitación es una de las estructuras más sencillas que existen y su diseño no representa mayores vicisitudes. Sin embargo, en la vida -real estos cálculos son soslayados y todo se lo dejan al empirismo-del maestro de obra; él determina peraltes de trabes, losas, etc., y como generalmente el dueño de la construcción desconoce sobre esto, pues todo se hace así. En algunas ocasiones el dejarse llevar -de la mano por el albañil conduce a veces a largo plazo, a tener --problemas con la casa. Es por esto que creo que es conveniente llevar a cabo en forma sistemática estos cálculos y sobre todo que la-dependencia de Obras Públicas correspondiente realice, cuando menos la revisión de la memoria de cálculo.

B I B L I O G R A F I A

1. Deméneghi Colina Agustín . Apuntes del seminario sobre cimentaciones superficiales impartido en la Facultad de Ingeniería -- U.N.A.M. 1983.
2. Pérez Alamá Vicente. El concreto armado en las estructuras --- (trillas) 1977.
3. López Hidalgo Félix. cómo calcular una casa habitación. 1983.
4. González Cuevas, Francisco Robles y otros. Concreto reforzado (Limusa) 1981.
5. Farfás Arce Rafael. Muros de carga-sismo-centro de Inv. Arq. - U.N.A.M 1975.
6. Crespo Villalaz Carlos. Mecánica de suelos y cimentaciones. -- (Limusa) 1979.
7. Instituto de Ingeniería. Reglamento de construcciones para el Distrito Federal. Informes 400, 401, 402, 403, 404, 405, 406.