

870115

1
2ey

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA

INCORPORADA A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



FALLA DE ORIGEN

EDIFICIO PARA ACUMULADORES MONTERREY DE OCCIDENTE.

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

PRESENTA

FLAVIO TRIGO PEREZ

GUADALAJARA JAL. MARZO DE 1989

1995



Universidad Nacional
Autónoma de México



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.



Julio 22 de 1969.

FALLA DE ORIGEN

Al Pacante de Ingeniero Civil
Sr. Flavio Trigo Pérez
P r e s e n t e .

En contestación a su solicitud de fecha 5 - del presente, se le hace saber que la Comisión de Tesis que se honra en presidir, acordó como tema que usted deberá desarrollar para su examen de Ingeniero Civil, el que a continuación transcribo:

"EDIFICIO PARA INGENIEROS MONTERREY DE OCCIDENTE".

- I.- Preliminares.
- II.- Solución estructural al proyecto Arquitectónico.
- III.- Cálculo estructural.
- IV.- Diseño de Marcas de Tipo. (Diseño Plástico).
- V.- Cálculo y Diseño de cubiertas (Lomas Aligeradas).
- VI.- Solución, Cálculo y Diseño de Orientación.
- VII.- Proyecto y Cálculo de Instalaciones Sanitarias.
- VIII.- Programación de Obra Civil.
- IX.- Presupuesto de la Estructura de Concreto.

Ruego a usted tomar nota que la copia fotografiada del presente oficio, deberá ser incluida en los preliminares de todo ejemplar de su tesis.

A t e n t a m e n t e .

" CIENCIA Y LIBERTAD " .

Ing. Hans Christenmick S.
Director.



A la memoria de mi Padre,
el que con sus sabios con-
sejos me impulsó a lo-
grar mi profesión.

Con agradecimien-
to para el Alma Ma.
ter.

Mi más sincero agrade-
cimiento a mi Madre, por
su gran esfuerzo desinte-
resado, ¡Dios se lo pague!

Con admiración y agra-
decimiento a mi Maes-
tros

A la memoria de mi se-
gunda Madre, María de Je-
sús Pérez Trigo, la que sin
su colaboración no hubie-
ra realizado mi carrera,
vaya mi agradecimiento -
hasta La Gloria, su morada.

Un recuerdo a mis compa-
ñeros, con los que pasa-
mis mejores momentos de
la juventud.

Con mucho cariño para mi espo-
sa e hijos; para ellos un ejem-
plo de lo uno puede realizar
cuando se lo propone, con el
auxilio del Todopoderoso.

FALLA DE ORIGEN

I N D I C E

P R O L O G O.

CAPITULO UNO.....	1 - 22
CAPITULO DOS.....	23 - 33
CAPITULO TRES.....	34 - 77
CAPITULO CUATRO.....	78 - 83 B
CAPITULO CINCO.....	84 - 93
CAPITULO SEIS.....	94 - 102
CAPITULO SIETE.....	103 - 112
CAPITULO OCHO.....	113 - 123
CAPITULO NUEVE.....	124 - 126

FALLA DE ORIGEN

P R O L O G O

El tener un camino trazado, me ha permitido llegar a la realización de ésta obra: Mi tesis. En la mitad de mi carrera tuve estímulos que me ayudaron a fortalecer el deseo de terminarla, y obtener el título de Ingeniero Civil.

El primer requisito que debía cumplir era tener un tema de tesis, para lograrlo consideré varias alternativas. Al decidir me por éste edificio, lo hice tomando en cuenta que ahí iniciaría el desempeño de mi profesión, por lo tanto estaría más en contacto con sus detalles, problemas, soluciones y demás cosas que se presentan en la ejecución de una obra de ésta índole. De acuerdo con lo anterior no había un tema más apropiado que el escogido.

Posiblemente al lector le parezca un tema de fácil desarrollo, tal vez lo sea, pero según mi ideología, una tesis no debe ser una obra la cual pueda ser comprendida por un reducido número de personas, antes bien, debe por lo más explícita posible, para que una persona con la categoría de universitario en la rama de mi profesión, la comprenda fácilmente y se pueda valer de ella.

Trataré ésta obra de una manera práctica, haré incapié cuando lo amerite, en la necesidad de actuar prácticamente sobre lo teórico tomando en consideración la Ingeniería y la economía. De ninguna manera trato de contrarrestar la gran valía de la ciencia, sino que es un gran apoyo.

En los primeros temas haré mención de aspectos económicos, financieros, de amortización y de proyecto, que se tomaron en cuenta para la planeación, organización y ejecución del edificio.

Para la elección del tipo de estructura se consideraron el proyecto arquitectónico y el aspecto económico. El cálculo de la misma se hará por medio del método de Kani.

El diseño de marcos, cubiertas y zapatas se realizarán -- por medio del diseño al límite.

Las instalaciones sanitarias se calcularán de acuerdo --- con los métodos en vigor; y la programación se elaborará por medio del cálculo del costo de la hora-hombre con relación al salario y al volumen de obra.

Se hará una lista de precios unitarios, tomando en consi- deración el rendimiento del trabajador y el uso de materiales de buena calidad para la determinación del costo. Este método aunque sencillo es el más práctico, puesto que, por la magnitud de la obra no es recomendable considerar porcentajes en los precios unitarios por su supervisión de sobrestantes y cables, como también el aumento del costo por limpieza y obras provisionales. Este último -- factor en una obra de grandes proporciones, tiene una influencia -- aproximada del 2.5 % del costo total.

FALLA DE ORIGEN

1.- PRELIMINARES

FALLA DE ORIGEN

a) ESTUDIOS PREVIOS: La evidente necesidad de la planeación, organización, y por consiguiente la ejecución de cualquier acto, nos conduce a hacer estudios previos cuando deseamos realizar con éxito una actividad. Para la especie de obra a que ésta tesis se refiere, se tomaron en cuenta estudio de tipo: Estadístico, económico, de financiamiento, de localización, arquitectónico y de amortización.

La empresa Acumuladores Monterrey de Occidente, S. A. - (A.M.O.S.A.) cuyas oficinas estaban localizadas en la Calzada - - Independencia y la calle Nueva Galicia, en ésta ciudad de Guadalajara, tenía la necesidad de un local más funcional. De acuerdo -- con volumen de ventas y la demanda de los productores de dicha em-- presa, no era necesario hacer un estudio estadístico, pues se --- palpaba la gran necesidad de una ampliación. Ahora bien, si consi-- deramos el incremento en el mercado nacional de automóviles que - es del 15% anual, con mayor razón se demandaba la construcción de nuevas instalaciones para mantener su posición de competitividad.

Otro de los aspectos que motivaron la nueva construcción fué la rapidez del aumento de la renta, la cual era elevada; además si comparamos la inadecuación, poco espacio y excesivo tráfico, con la funcionalidad y mejor localización de la nueva obra, - se justifica la realización. Con las necesidades actuales y la pos-- sible localización del nuevo edificio, se hizo un estudio más o - menos aproximado del costo de la obra, que fué de \$ 840,000.00.

Con el anterior estudio económico, podremos comparar la rentabilidad del nuevo edificio, con la del antiguo, teniendo en el primero una construcción adecuada a sus necesidades, y en el segundo unas oficinas adaptadas a un local determinado. Los resultados son los siguientes:

Renta mensual del antiguo local-----\$ 6,200.00
 Renta mensual del nuevo local -----\$ 7,000.00

Esta renta mensual se calculará en éste capítulo.

De todo lo antes dicho deducimos la conveniencia de la construcción de la nueva planta.

El financiamiento de la nueva obra estuvo a cargo de una Institución privada. La tasa fué del 8% anual y el tipo de pago se fijó a dieciséis años.

Si en cuanto al estudio estadístico, económico y financiero las nuevas instalaciones eran convenientes, el siguiente punto por resolver era la localización de las mismas. Para ésto se hizo una encuesta con varios Ejecutivos de Ventas se llegó a la conclusión que las avenidas más convenientes eran la Calzada Independencia, Niños Héroes y Washington. La necesidad primordial del nuevo edificio era el área de oficinas, pero se quería incluir un patio de servicio; de ahí que la influencia del movimiento de vehículos era de gran importancia.

La posibilidad de construir en la Calzada Independencia - fué descartada debido al alto costo del terreno y la magnitud de la circulación de automóviles.

FALLA DE ORIGEN

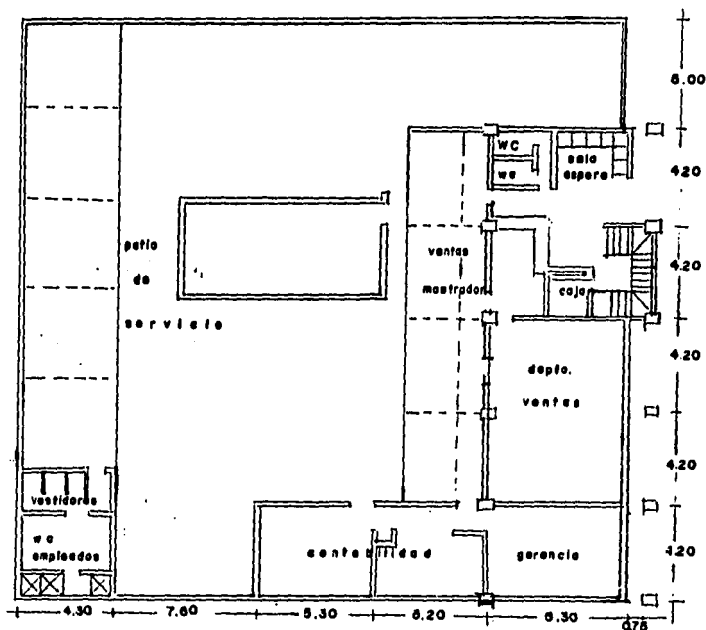
En el anterior párrafo comentábamos acerca de la encuesta para localizar las calles más convenientes, después hicimos notar cual era la razón primordial para la nueva construcción, - oficinas; pero podíamos aprovechar la adaptación para incluir un patio de servicio, de ahí la necesidad de la encuesta y un tránsito adecuado.

Debido a que el Departamento de Tránsito del Estado -- prohíbe el paso de vehículos pesados por la avenida Niños Héroes la localización en ésta avenida fué rechazada.

Por medio del catastro se investigó donde se encontraba la zona más económica, respecto a los terrenos ubicados a lo largo de la avenida Washington. De la información obtenida se -- conoció que al oriente de la Calzada Independencia por la mencionada avenida era lo más conveniente; con éstos datos se procedió a localizar el futuro local donde se encontrarían las nuevas -- oficinas y el reciente patio de servicios. El terreno se encontró a 250 mts. del cruce de las avenidas Washington y Héroes -- Ferrocarrileros.

El tener que solventar las necesidades de la empresa -- con un local adecuado fué la finalidad del proyecto arquitectónico; obviamente que todas las incomodidades del antiguo local -- deberían ser anuladas; el reducido espacio, la pésima distribución, la omisión de baños para los trabajadores, etc. Las áreas que deberían formar el proyecto serían: áreas para el gerente -- general, el gerente de ventas, contabilidad, archivo, oficinas -- generales, servicio de sanitarios para el cliente, lugar para -- tienda, caja, sala de espera, conmutador, almacén, servicio -- eléctrico, servicio de carga de acumuladores, patio de servicio -- para los vehículos, baños para los trabajadores, y una futura --

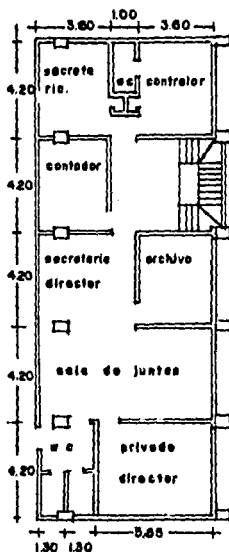
ampliación para oficinas de 80 Mt². El proyecto se solucionó en dos niveles: planta baja y primer nivel. Los siguientes planos -- nos indican la manera como se hizo la distribución.



PLANTA BAJA

FALLA DE ORIGEN

PLANTA ALTA



En éstas plantas y en planos de fachada, se nos indican columnas de concreto aparente, una de las razones por las que la estructura se construyó con el material mencionado. La empresa elaboradora del proyecto está desligada de la compañía encargada de la construcción. Esta última debería sujetarse a las especificaciones que el proyecto arquitectónico indicaba.

Otro aspecto que influyó en la elección del concreto fué que para las dimensiones de la columnas es antieconómico usar acero, además si la especificación arquitectónica nos indica concreto aparente, tendríamos que recubrir la columna para satisfacer la norma. Notamos que hay dos desventajas en la elección del acero, una ocasionada por la sección ya que como la columna aparente va a tener la altura del edificio, arquitectónicamente se le dió una sección de acuerdo con su altura (esbeltas) para garantizar la buena apariencia.

Es lógico que si la columna por razones anteriormente expuestas va a ser de concreto los elementos horizontales (trabes) sean del mismo material para lograr homogenidad en nuestro marco. La otra es por el costo adicional del recubrimiento que es un poco alto, pues aparte de ser voluminoso, la mano de obra debe ser hecha cuidadosamente y ésto eleva el costo.

Ya que se ha localizado el terreno y se cuenta con el proyecto arquitectónico partiremos a calcular la amortización.

La nueva obra contará con instalaciones eléctricas especiales, por lo que el costo será un poco más elevado que el normal de edificios. Este será de \$ 840,000.00 incluyendo el terreno, construcción e instalaciones. El interés con que se calculará es el 8% anual y los beneficios por la renta serán de \$ 7,000.00 por mes. De ahí que el tiempo para que se amortice ésta planta será un poco más de dieciséis años.

b.- CONCRETO.-

b-1.- HISTORIA. El término concreto proviene de la palabra concreción que significa acumulación de varias partículas que se unen para formar una masa.

Las primeras noticias que tenemos acerca de los usos del concreto, datan aproximadamente de 6,000 años A. C. en que fué usado por los Asirios y Babilonios quienes emplearon arcilla

7 FALLA DE ORIGEN

como cementante para su propósito. Los Egipcios en el siglo IV A.C. también usaron el concreto en la construcción de sus pirámides y el cementante utilizado fueron derivados del CaCO_3 y rocas calcáreas, todas ellas inorgánicas. Finalmente los Romanos perfeccionaron un cemento hidráulico que fué usado en la construcción de sus obras más notables tales como el foro romano, el coliseo, sus carreteras, la basílica de Constantino, y su obra más famosa el Pantheon; el cementante que usaron estaba compuesto por una mezcla de cal apagada y cenizas volcánicas del monte Vesubio.

Este cementante se siguió usando hasta el siglo IV de nuestra era, y una de las obras en que se ha podido comprobar la calidad del cementante mencionado es en el acueducto de la Cd. de Colonia en Alemania. Pruebas de compresión realizadas en probetas labradas en los restos de éste acueducto, arrojan valores extraordinariamente altos ya que se le calcula al concreto una resistencia a los veintiocho días de 300 Kg/Cm.² aproximadamente.

Entre los Chinos también fué notable el uso del concreto ya que fué empleado en la construcción de su famosa Muralla y el cementante usado eran finos sedimentos silíceos.

En México se encuentran vestigios de concreto en la época precortesiana correspondientes a la cultura Totonaca. En las estructuras encontradas, las cubiertas eran hechas por una mezcla apisonada en varios estratos de cal y agregados inertes. Esta raza ya estaba consciente de la flexión en las lomas por lo que el refuerzo era reemplazado con fibras vegetales. En el siglo XIX hubo un redescubrimiento del cemento hidráulico y se construyeron en América gran cantidad de canales.

Joseph Aspdin en 1824 patentó el cemento hidráulico con el nombre de "Portland", porque era parecido a una piedra de -

construcción natural acanterada localizada en la isla de Portland.

FALLA DE ORIGEN

El concreto reformado fué patentado por un Jardinero francés en el año de 1857, llamado Joseph Monier, sin embargo en Europa se empezó a usar hasta 1860, en E. U. se patentó en 1877, con la construcción de vigas. El primer puente de concreto reformado fué hecho en 1873 en Prospect Park, Brooklyn N. Y. En 1902 en Cincinnati -- Ohio, se construyó el 1er edificio para oficinas y así se hicieron por la misma fecha en la Unión Americana pavimentos y patas de -- de concreto.

b-2.- Componentes; esencialmente los ingredientes de que se forma el concreto son: Agua, cemento y agregados inertes.

El agua usada en la elaboración del concreto debe estar libre de materias orgánicas y de sustancias que pudieran entorpecer la serie de reacciones químicas de la mezcla agua-cemento.

El agua que no es potable puede ser perjudicial para la elaboración del concreto. Podemos establecer una norma respecto a la -- calidad del agua en la fabricación del concreto, con gran posibilidad de acierto; "El agua que se pueda beber, se pueda usar en la -- elaboración del concreto".

El cemento es el producto de la pulverización del "Clinker" en friado, con un porcentaje del 3 ó 4% de yeso para controlar las -- propiedades del fraguado. Las principales materias primas usadas -- en la fabricación del cemento son: Material calcáreo, tal como piedra caliza, conchilla o margas y un material arcillosos con un alto contenido de sílice. El "Clinker" es una mezcla pulverizada de cal, alúmina fierros sílice que sale medianamente fundido de los hornos.

De las diferentes necesidades de la construcción resultó la fabricación variada del cemento, así pues tenemos; el tipo I producto de mayor uso, con características normales, tipo II, cemento con gran resistencia a la acción de los sulfatos y con una temperatura media de fraguado.

Tipo III, cemento Portland de elevada resistencia inicial. Tipo IV, cemento de bajo calor. Es usado en donde los volúmenes depositados son grandes, tales como presas.

Tipo V, cemento de alta resistencia a la acción de los sulfatos aparte de esto, se fabrica un cemento que se le incluye aire, en los tipos I, II, y III.

El incluir aire al cemento es para darle mayor resistencia a la acción de agentes destructores (intemperismo) y darle mayor trabajabilidad.

Con esta adición de aire existe la posibilidad de disminuir la resistencia a la compresión. Cuando la mezcla es muy rica en cemento (350 Kg/m³ de concreto) la disminución se manifiesta claramente.

En el caso de mezclas pobres (250 Kg/m³ de concreto, o menos) la resistencia se puede aumentar debido a que, al aumentar la manejabilidad podemos reducir la cantidad de agua y de esta forma elevamos la resistencia, para una relación agua-cemento establecida. Las cantidades usuales de contenido de aire fluctúan entre el 3 y el 7% del volumen total de concreto.

Para la selección de agregados debemos tomar en cuenta, la superficie, forma y tamaño de los mismos, puesto que de esto depende la adherencia del concreto.

La presencia de polvo, materia orgánica y arcilla excedida de un 4% es perjudicial al concreto. Si la resistencia a la torsión se va a tomar en cuenta, lo anteriormente expuesto tiene una influencia considerable.

La finalidad de la estructura es un punto digno de observar para designar la calidad de los agregados; por ejemplo exposición al fuego, a la fricción (tránsito) a la intemperización, a la erosión y a todos los agentes destructores.

La resistencia de los agregados gruesos debe ser muy semejante a la fatiga del trabajo de concreto. Otra de las características de los agregados es la necesidad de ser inactivos (inertes) químicamente, bajo las condiciones en que van a trabajar.

De las dos clases de agregados gruesos respecto a su origen de que podemos disponer, cabe hacer un comentario. La trabajabilidad del concreto, punto más importante del vaciado, es influenciada por la forma de los agregados gruesos. Áridos procedentes de cantos rodados nos dan una mayor manejabilidad, que la dada por agregados angulosos, con una relación agua-cemento establecida.

Con el uso de gravas procedentes de cantos rodados podemos, disminuir la cantidad de agua y de ésta manera obtener una mayor resistencia, con la misma trabajabilidad. Los áridos angulosos nos aumentan la resistencia a la flexión, mientras que la diferencia en la resistencia a la compresión es despreciable con cualesquiera de las dos clases de agregados.

Si se usan agregados un poco más gruesos, de acuerdo con la manejabilidad, podemos obtener una misma resistencia con relaciones agua-cemento más bajas.

FALLA DE ORIGEN

FALLA DE ORIGEN¹¹

Con agregados grandes y lisos se debilita la resistencia a la flexión. El tamaño máximo del agregado grueso, se debe seleccionar con respecto a las dimensiones del elemento de concreto y a la separación entre el refuerzo.

El grado de absorción y de humedad de los agregados (gruesos y finos) afecta la relación agua-cemento, de ahí la necesidad de hacerle una corrección a dicha relación en la obra, si fuera necesaria.

b-3.-DOSIFICACION: Las proporciones de los materiales que forman el concreto deben seleccionarse para lograr el uso más económico de los ingredientes disponibles en la elaboración del concreto, -- con la resistencia, manejabilidad y durabilidad requeridas. Se ha llegado a determinar proporciones que arrojan la mayor eficiencia, pero las proporciones definitivas se deben establecer en la obra a base de ajustes y pruebas.

En 1918 se introdujo un método para dosificar concreto. Por Dulf Abrams, siendo el primer método práctico, además lógico y básico. El inventor tomó muy en cuenta la absorción de los agregados con relación al cemento. Estableció una ley al respecto: "Con los materiales de concreto dados y las condiciones de prueba establecidas, la cantidad de agua usada en la mezcla por saco de cemento, determina el esfuerzo del concreto, tanto cuanto la mezcla sea plásticamente manejable".

La manera como determinaremos nuestro proporcionamiento será, haciendo uso de la traducción autorizada de la obra en inglés: - - "Recommended practice for selecting proportions for concrete". (ACI 612-54).

Las recomendaciones de las distintas instituciones dedicadas al estudio del concreto y la experiencia, nos indican que debemos hacer ajustes y pruebas en la obra al proporcionamiento que -- más se ajuste a las necesidades, sea cual fuere el método para determinarlo además el método por usar selecciona el tipo de estructura y grado de exposición al intemperismo de la misma, para determinar la relación agua-cemento, razones por las cuales se decidió elaborar el proporcionamiento con el método antes mencionado.

Aspectos que influyen en la determinación de un proporcionamiento; 1) debe colocarse con la mínima cantidad de agua de acuerdo con un manejo adecuado, 2) el tamaño máximo del agregado disponible económicamente, sea satisfactorio con respecto a su colocación, 3) dicho proporcionamiento deberá resistir convenientemente el intemperismo y otros agentes destructores a que esté expuesto, 4) la resistencia del concreto $f'c$, debe ser lo más semejante a la estipulada, 5) escoger una relación agua-cemento que sea conveniente de acuerdo con el inciso 3. 6) elegir adecuadamente la clase y cantidad de adicionantes, si es que la obra los requiere, 7) hacer los ajustes necesarios hasta conseguir la resistencia establecida de la manera más económica.

Cálculo de nuestro proporcionamiento, datos:

- 1) $f'c = 210 \text{ Kg/cm.}^2$ a los 28 días
- 2) Concreto expuesto al aire y poco intemperismo
- 3) Cemento tipo 1, gravedad específica de 3.15
- 4) Tamaño máximo del agregado grueso 38 mm. (tabla 2), gravedad específica de 2.68 en condición seca y absorción de 0.5 por ciento.
- 5) Agregado fino; gravedad específica de 2.64 en condición seca, -- absorción de 0.7 por ciento y módulo de finura de 2.8
- 6) Reventamiento, 7.5 a 15 cm. (tabla 1)

- 7) Peso volumétrico varillado en seco, para el agregado grueso de 1600 Kg/cm. 3

Procedimiento:

FALLA DE ORIGEN

- 1) No se usará concreto con aire incluido puesto que la estructura está expuesta a intemperismo leve.
- 2) De la tabla 4 obtenemos una relación agua-cemento (A/c) de 0.53 De la tabla 5 obtenemos una A/c de 0.65, ésto nos indica que el valor de la tabla 4 es el que predomina en el cálculo.
- 3) La cantidad aproximada de agua para obtener un recubrimiento de 7.5 a 15 cm. la determinamos por medio de la tabla 3 y es de -- 197 lts./M³. Hay 1% de aire atrapado, sin aditivo inductor.
- 4) De los ensayos (2) y (3) determinamos la cantidad de cemento, y es de 353 Kg/M³.
- 5) Para determinar la cantidad de agregado grueso nos ayudamos de la tabla 6. Si el módulo de finura es de 2.8 y el tamaño máximo del agregado grueso es de 38 mm; entonces hay 0.72 M²/M³. Con el peso volumétrico determinamos el peso del agregado grueso, - éste es de 1152 Kg/M³.
- 6) Ahora calcularemos la cantidad de arena:

I) Volúmen sólido de cemento	353/3.15	112 Lts.
II) Volúmen de agua		197 "
III) Vol. sólido del agregado grueso	1152/2.68	430 "
IV) Volúmen de aire atrapado 01x1000		10 "
V) Volúmen total, sin arena		<u>739 Lts.</u>
VI) Vol. sólido de arena requerida 1000-739		261 "
VII) Peso de arena seca	26x2.64	690 Kgs.

- 7) La proporción en peso para 1 M³ es:

Cemento - - - - -	353 Kgs.
Agua - - - - -	197 Lts.
Arena (seca) - - - - -	690 Kgs.
Agregado grueso (seco) - - - - -	1152 "

En caso de que pruebas realizadas en la obra respecto a la resistencia y a la humedad de los agregados dieran resultados diferentes a los establecidos, en el primer caso se modificará la dosificación, y en el segundo se deberá hacer una corrección al volumen del agua, al peso de la arena y al peso del agregado grueso. Si la humedad aumenta el volumen de agua tendrá que reducirse y los pesos de los agregados se aumentarán para compensar la reducción. Los volúmenes de los áridos permanecen constantes.

A continuación se presentarán las mencionadas tablas con que se culculó la dosificación.

FALLA DE ORIGEN

Tabla 1.- Revenimientos recomendados para varios tipos de construcción.+

Tipos de construcción	Revenimiento, cm.++	
	Máximo	Mínimo
Muros y zapatas de cimentación reforzados	12.5	5.0
Zapatas, cajones y muros de subestructuras sin refuerzo	10.0	2.5
Losas, vigas y muros reforzados (el es - cogido)	15.0	7.5
Columnas de edificios	15.0	7.5
Pavimentos	7.5	5.0
Construcción pesada de concreto en masa	7.5	2.5

Notas: + Adaptadas de la tabla 4 del Reporte del Comité Unido sobre Práctica Recomendada y Especificaciones Estándar para Concreto y Concreto Reforzado, 1940.

++ Cuando se usen vibradores de alta frecuencia, los valores dados pueden reducirse a las dos terceras partes aproximadamente.

Tabla 2.- Tamaños máximos de agregados recomendados para varios tipos de construcción.

Dimensión mínima de la sección, cm	Tamaño máximo del agregado, mm.			
	Muros reforzados, vigas y columnas	Muros sin refuerzo	Losas muy reforzadas	Losas con poco refuerzo o sin él
6.5-12.5	12.7-19.0	19.0	19.0-25.4	19.0-38.0
15.0-28.0	<u>19.0-38.0</u>	38.0	38.0	38.0-76.0
30.0-74.0	38.0-76.0	76.0	38.0-76.0	76.0
76.0 ó más	38.0-76.0	152.0	38.0-76.0	76.0-152.0

Notas: + Basados en tanques de agujeros cuadrados.

El tamaño máximo del agregado grueso será de 38 mm.

FALLA DE ORIGEN

Tabla 3.- Cantidad aproximada de agua de mezclado para diferentes revenimientos y tamaños máximos de agregados.+

Revenimiento, cm.	Litros de agua por metro cúbico de concreto para los tamaños - máximos indicados de agregados.							
	9.5mm	12.7mm	19.0mm	25.4mm	38.0mm	50.8mm	76.0mm	152.0mm
	Concreto sin aire incluido.							
2.5 a 5.0	206	196	182	178	162	152	142	123
7.5 a 10.0	226	217	202	192	177	168	158	138
15.0 a 17.5	241	226	212	202	187	177	168	148
Cantidad aproxima- da de aire atrapa- do en concreto sin incluir de aire,- por ciento	3	2.5	2	1.5	1	0.5	0.3	0.2
	Concreto con aire incluido.							
2.5 a 5.0	182	177	162	152	142	133	123	108
7.5 a 10.0	202	192	177	168	158	148	138	118
15.0 a 17.5	212	202	187	177	168	158	148	128
Porcentaje total - recomendado de aire incluido, por cien- to.	8	7	6	5	4.5	4	3.5	3

Notas: + Estas cantidades de agua de mezclado deben usarse al calcular los factores de cemento para las mezclas de prueba. Son cantidades máximas para agregados gruesos de forma razonablemente buena y graduados dentro de límites establecidos por especificaciones aceptadas.

Si se requiere más agua de mezclado que la indicada, la cantidad de cemento estimada a partir de éstas cantidades, debe incrementarse para conservar la misma relación agua-cemento, excepto cuando las pruebas de laboratorio indiquen lo contrario.

Si se requiere menos agua de mezclado que la indicada, la cantidad de cemento, estimada a partir de éstas cantidades no debe disminuirse, excepto cuando las pruebas de laboratorio indiquen lo contrario.

Tabla 4.- Relaciones agua-cemento máximas permisibles (relación por peso) para diferentes tipos de estructuras y grados de exposición.

Condiciones de exposición.+

Intervalo amplio de cambios de temperatura, o ciclos frecuentes de congelación y deshielo (solamente concreto con aire incluido)

Temperatura media rara vez por debajo de 0°C, o lluvioso, o árido

Tipo de estructura

Tipo de estructura	En la superficie del agua o dentro del intervalo de fluctuaciones del nivel de agua o en zonas bañadas por agua		En la superficie del agua o dentro del intervalo de fluctuaciones del nivel de agua o en zonas bañadas por agua	
	En aire	En agua fresca	En agua de mar o en contacto con sulfatos.++	En agua de mar o en contacto con sulfatos.++
Secciones delgadas, tales como barandales, guarniciones, largueros, escalones, concreto ornamental o arquitectónico, pilotes reforzados, tubos y cualquier sección con recubrimientos para el refuerzo menores de 2.5 cm.	0.49	0.44	0.40+++	0.53 0.49 0.40+++
Secciones moderadas, tales como muros de retención, contrafuertes, pilotes, traves, vigas	0.53	0.49	0.44+++	+++ 0.53 0.44+++
Porciones exteriores de secciones pesadas de concreto en masa	0.58	0.49	0.44+++	+++ 0.53 0.44+++
Concreto depositado bajo el agua por procedimiento tremie	—	0.44	0.44	— 0.44 0.44+++
Losas de concreto en contacto con el suelo	0.53	—	—	+++ — —
Concreto protegido del intemperismo, interiores de edificios, concreto bajo el suelo.	+++	—	—	+++ — —

(cont.)

Concreto que se protegerá posteriormente dentro de alguna construcción o relleno pero que puede estar expuesto a congelación y deshielo durante varios años antes de colocar tal protección.

0.53

Notas + En todos los casos de exposición severa debe usarse concreto con aire incluido, y puede usarse bajo condiciones medias de exposición para mejorar la trabajabilidad de la mezcla.

++ Suelo o agua subterránea que contenga concentraciones de sulfato mayores de 0.2 por ciento.

+++ Cuando se use cemento resistente a los sulfatos, la relación máxima agua-cemento puede incrementarse en 0.04.

++++ La relación agua-cemento se debe seleccionar basándose en requisitos de resistencia y trabajabilidad.

FALLA DE ORIGEN

Tabla 5.- Resistencia a la compresión del concreto para varias relaciones ---
agua-cemento.+

Relación agua-cemento por peso	Resistencia probable a la compresión a los 28 días	
	Concreto sin aire incluido	Concreto con aire incluído.
0.36	420	340
0.45	350	280
0.53	280	225
0.62	225	180
0.71	175	140
0.80	140	110

Notas: + Estas resistencias promedio son para concretos cuyos porcentajes de -
aire incluido y/o atrapado no sean mayores que los indicados en la tabla 3. -
Para una relación constante agua-cemento, la resistencia del concreto se redu-
ce al aumentar el contenido de aire. Para contenidos de aire mayores que los -
que aparecen en la tabla 3, las resistencias serán proporcionalmente menores -
que las listadas en ésta tabla.

Las resistencias están basadas en cilindros de 15 X 30 cm. curados ---
bajo condiciones estándar durante 28 días. Véase el Método para Fabricación y -
Curado en el Campo de Especímenes de Concreto para Ensayos de Compresión y ---
Flexión (ASTM C 31).

Tabla 6.- Volúmen de agregado grueso por volúmen unitario de concreto.*

Tamaño máximo del agregado, mm.	Volúmen de agregado grueso seco compactado con varilla por -- volúmen unitario de concreto para diferentes módulos de finura de la arena.			
	2.40	2.60	2.80	3.00
9.5	0.46	0.44	0.42	0.40
12.7	0.55	0.53	0.51	0.49
19.0	0.65	0.63	0.61	0.59
25.4	0.70	0.68	0.66	0.64
38.0	0.76	0.74	0.72	0.70
50.8	0.79	0.77	0.75	0.73
76.0	0.84	0.82	0.80	0.78
152.0	0.90	0.88	0.86	0.84

FALLA DE ORIGEN

Notas: + Los volúmenes están basados en agregados secos compactados con varilla según se describe en el Método de Ensayo para Peso Unitario de Agregados -- (ASTM C 29).

Estos volúmenes se seleccionaron a partir de relaciones empíricas para producir concreto con un grado de trabajabilidad adecuado para las construcciones comunes de concreto reforzado. Para concreto menos trabajable, como el usado en pavimentos de concreto, los valores mostrados pueden incrementarse en 10 por ciento.

Para probar la veracidad del método con que se calculó la dosificación, se hizo un mezclado del cual se tomaron testigos (cilindros).

Datos:

Dosificación calculada,	Cemento - - - - -	353 Kgs.
	Agua - - - - -	187 "
	Arena seca - - - - -	690 "
	Grava seca - - - - -	1152 "
		<u>2382 Kgs.</u>

Lo anterior está determinado con base a 1.0 M^3 de concreto. Para hacer el mezclado de prueba se disponían de 20 Kgs de grava seca, dato que nos servirá de partida para determinar las cantidades de los demás ingredientes.

Primero determinaremos los porcentajes (en peso) de cada uno de los materiales relacionando el peso del material con el peso total que tiene 1.0 M^3 de concreto determinado por la dosificación.

Cemento - - - - -	= 353	
	<u>2408</u>	= 0.146
Agua - - - - -	= 187	
	<u>2408</u>	= 0.078
Arena seca - - - - -	= 690	
	<u>2408</u>	= 0.287
Grava seca - - - - -	= 1152	
	<u>2408</u>	= 0.479
		<u>0.990</u>

Peso total de la mezcla.

$$\frac{47.9\%}{20 \text{ Kgs.}} = \frac{100\%}{X} \quad X = 41.8 \text{ Kgs.}$$

El peso será de 41.8 Kgs.

Dosificación para una determinada cantidad de grava seca (20 Kgs).

Grava seca	- - - - -	20.00 Kgs.
Cemento	- - - - - 41.8 (0.146)	- - 6.10 "
Agua	- - - - - 41.8 (0.078)	- - 3.26 "
Arena seca	- - - - - 41.8 (0.287)	- - 12.00 "
		<u>41.36 Kgs.</u>

Hecha la mezcla se procedió a hacer el vaciado en los moldes. Al día siguiente se quitaron las formas de los cilindros y éstos se introdujeron en agua para ser curados por espacio de 14 días.

Cumplido éste plazo se hizo la medición y cabeceo de los testigos para después someterlos a la acción de las cargas.

Diámetro del cilindro = 15.3 cm.
 Área del cilindro = 184.0 cm.²
 Carga de ruptura = 28200 Kgs.
 Resistencia de prueba = 28200
 $\frac{28200}{184.0} = 153.2 \text{ Kgs/cm}^2$

El porcentaje de la resistencia de prueba con relación a la fatiga de diseño es del 73 %, resultado bastante aceptable para la edad de la muestra. En circunstancias ideales el porcentaje a los catorce días es del 75 %.

Capítulo 2.- SOLUCION ESTRUCTURAL AL PROYECTO ARQUITECTONICO

La finalidad de este capítulo es poner en claro la manera como trabaja la estructura, solucionada ésta con relación a aspectos arquitectónicos, constructivos y económicos. Lógicamente este tema está ligado con el anterior, pero de tal manera se desarrollará, que la relación con el posterior será de gran valía, pues más fácilmente se visualizará el comportamiento de todos los miembros que forman el edificio.

Se hace incapié a lo antes referido porque en términos de segundos se pueden resumir los diferentes estudios que comprenden el cálculo éstos son: estudio de marco tipo, estudio de losas y estudio de un par de vigas continuas.

a) Uso del concreto.- En el anterior capítulo y en el subcapítulo Estudios Previos, se habló acerca de unas de las razones por la que la estructura se hizo del material mencionado, por lo que omito hacer la exposición respectiva.

Otro aspecto que influyó en el usar concreto fué el siguiente. Después de hacer un análisis del tiempo en que se debería ejecutar la estructura, haciéndola de concreto o acero se llegó a la conclusión que, en términos normales los dos sistemas terminarían simultáneamente. Por lo siguiente, en esta ciudad, el uso del concreto está iniciándose, mientras que el uso del acero es lo más común, razón por la cual los subcontratistas en este ramo están saturados de trabajo y si a esto le sumamos su desorganización, obviamente el tiempo de entrega del subcontrato se aumentará.

Se hará un estudio del costo entre los dos tipos de estructuras, para así demostrar porqué la elección del concreto sobre el acero; juzgo conveniente hacerlo en un miembro horizontal (trabe portante) sujeto a cargas uniformemente distribuidas.

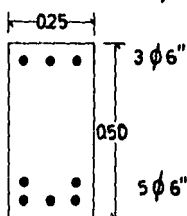
De un estudio para el cálculo de los presupuestos me ayudará a determinar el costo de la trabe de concreto y con los planos arquitectónicos completamente definidos procederé a diferenciar costos.

DATOS:

Area tributaria = $(7.30 + 1.10) 4.20 = 35.25 \text{ M}^2$

$U = 990 \text{ Kg/M}^2$

Trabe de concreto, costo/ML. ($f'c = 210 \text{ Kg/Cm.}^2$)



Concreto.- $(0.50)(0.25)(1.00) = 0.125 \text{ M}^3$

Concreto.- 0.125 M^3 a \$ $300.00/\text{M}^3 = \$ 37.50$

Acero.- $5(2.25)(1.0) + 5(1.40)(0.38)$

Acero.- $11.25 + 2.66 = 13.91 \text{ Kgs.}$

Acero.- 13.91 Kgs. a \$ $3.80/\text{Kg.} = \$ 52.90$

Cimbra.- $(0.50 + 0.25 + 0.50)1.0 = 1.25 \text{ M}^2$

Cimbra.- 1.25 M^2 a \$ $30.00/\text{M}^2 = \$ 37.50$

\$127.90/M²

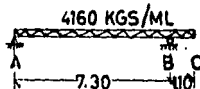
Trabe de acero;

Costo/ML.

$A = 8.40 \times 4.20 \text{ Mts.}$

$U = 990 \text{ Kg/M}^2$

$U/\text{ML} = 990 \times 8.40 \times 4.20 = 4160 \text{ Kgs.}$



$\rightarrow R_A = 4160 (8.40)(4.20) - R_B (7.30) = 0$

$R_B = 146750 = 20100.0 \text{ Kgs.}$

7.30

$$R_A = 4160 (8.40) - 20,100.0 = 34950 - 20,100 = 14850 \text{ Kgs.}$$

14850 KGS.

Diagrama de cortantes

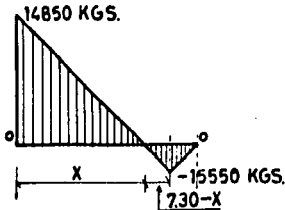
$$14850 - 7.30(4160) = 14850 - 30400 = 15,550 \text{ Kgs.}$$

$$X \quad 7.30 - X$$

$$\frac{14850}{15,550}$$

$$15,550(X) = 14850 (7.30) - 14850(X)$$

$$30400 X = 108300 \quad X = 3.56 \text{ Mts.}$$



Cálculo del momento máximo.

$$M_{\text{máx. extn}} = \text{Área de cortantes} = 14850 (3.56)$$

2

$$M_{\text{máx. extn}} = 26,450 \text{ Kgs-Mt.}$$

Cálculo del peralte de la trabe

De la fórmula de la escuadria, determinamos el peralte.

 $M = I \frac{f}{c}$ De donde; $M =$ Momento

$$\frac{f}{c}$$

 $f =$ Fatiga $I =$ Inercia $c =$ Distancia del eje neutro a la fibra en compresión más alejada.

En el Manual de la Fundidora Monterrey en la sección de vigas "I", hay una columna marcada con la letra S, módulo de sección, esto es una relación entre I y c . Entonces tenemos que:

$$I = S \cdot c \quad S = \frac{M}{f}$$

Determinado el S el problema se reduce a consultar

el manual, en la sección de vigas "I".

$$S = \frac{M}{f} = \frac{26450 \text{ Kg-Mt}}{1400 \text{ Kg/cm}^2} \times \frac{100 \text{ cm}}{1 \text{ Kg}} = 1889.0 \text{ Cm.}^3$$

Para igualar este valor de 1889.0 Cm.³, es necesario el uso de 2 vi -

FALLA DE ORIGEN

gas de "15" livianas.

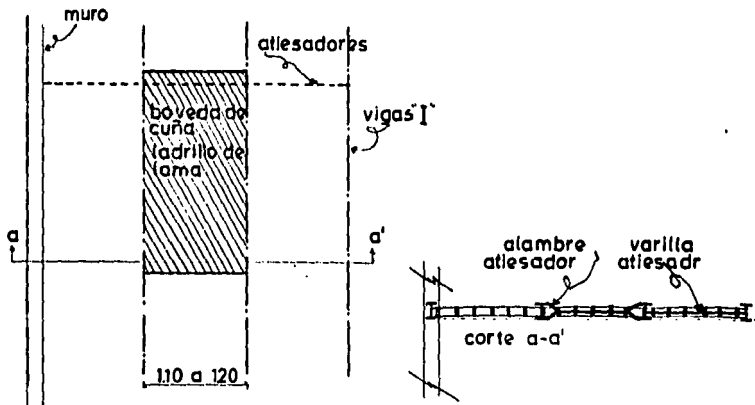
Costo/ML.- 1.00x90.48 Kgs/Mt x 2 psas= 180.9 Kgs

Costo/ML.- 180.9 Kgs a \$ 4.25/Kg = \$ 804.00

Podemos observar, la gran diferencia en el costo, es de 6.3 veces más caro el acero.

Habiendo demostrado la economía del uso del concreto, quiero hacer una observación en la ventaja de usar concreto sobre el acero, respecto de la seguridad en lo que se refiere a cubiertas, en la ciudad de Guadalajara.

Las cubiertas en las que se usa el acero en esta ciudad en la inmensa mayoría las solucionan de la siguiente manera:



Las vigas "I" solucionan el problema de traves de carga, el espacio entre las vigas es allanado por medio de una bóveda de cuña, hecha a base de ladrillo de lama recocido la cual se comporta como un arco. Hasta el momento la solución en general satisface las normas de estabilidad; suma de fuerzas verticales igual a cero y suma momentos igual a cero.

El problema se presentará cuando esta región con gran posibilidad de ser afectada por sismos sea sacudida por un movimiento telúrico de considerable intensidad, y que como se verá, la condición de estabilidad suma de fuerzas horizontales igual a cero, no será satisfecha en su totalidad.

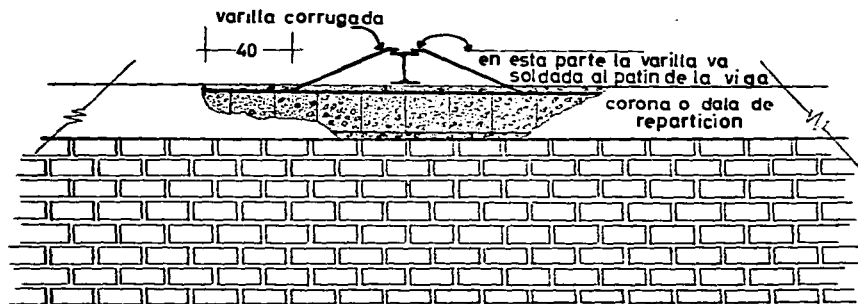
En el momento en que se presente un sismo que produzca movimientos horizontales a las vigas, éstas por falta de miembros que aseguren su rigidez lateral, puesto que los atiesadores que se usan son insuficientes tendrán diferentes desplazamientos horizontales, por lo tanto el caso del entresijo (bóveda) se puede venir abajo fácilmente.

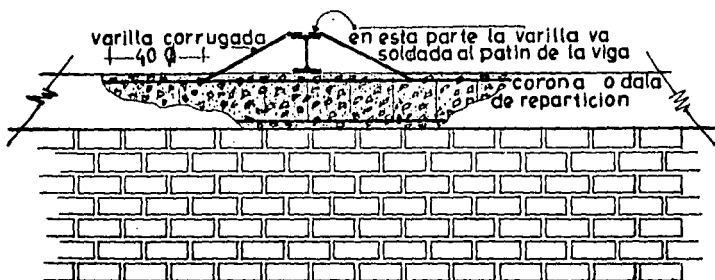
Además las vigas en los apoyos no tienen ningún dispositivo que asegure su estabilidad respecto al volteamiento; que se puede producir por un sismo en las circunstancias descritas, la bóveda obviamente se vendrá abajo.

Otra causa que pone en peligro el uso de éste sistema constructivo, es el que los muros en algunos casos trabajan soportando la bóveda, indiscutiblemente que la rigidez lateral de un muro y la de una viga son diferentes por lo que resultan movimientos horizontales variados dando por consecuencia la caída de la bóveda.

Propongo, que para usar éste método constructivo se aseguren las vigas con unos atiesadores adecuados y dispuestos convenientemente, además, asegurarse que el tipo de apoyos supuestos en el cálculo y diseño de las vigas, sean lo más parecido posible respecto a su comportamiento con él previamente fijado.

Por último, para asegurar el que las vigas se voltéen se sujetarán de la siguiente manera:

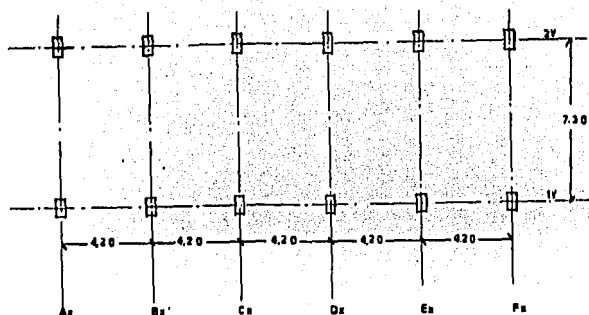




b) Distribución de elementos verticales y horizontales.- En ocasiones anteriores se ha hecho mención de cuestiones arquitectónicas, las cuales han influenciado grandemente la solución de la estructura. En el particular, la separación de las columnas fué obra del proyecto arquitectónico, sin embargo no vale la pena hacer un estudio para conocer la separación más económica, puesto que la distancia (4.20 mts) es razonable. Para lo anterior, había que relacionar costo de columnas, de traveses y losas; a base de una serie de tanteos, modificando la separación, misma que influiría en los costos de los tres elementos mencionados.

Esta serie de óculos no se acostumbra muy a menudo, debido a la similitud de las construcciones y que por lo mismo ya se tiene noción de la separación más conveniente. En un proyecto donde las cargas sean de consideración por columna, el análisis de la separación más económica es fundamental. La separación en el sentido transversal del edificio se debió al cálculo de áreas, ya que se excluye la localización de elementos verticales en la parte central de las áreas de servicio.

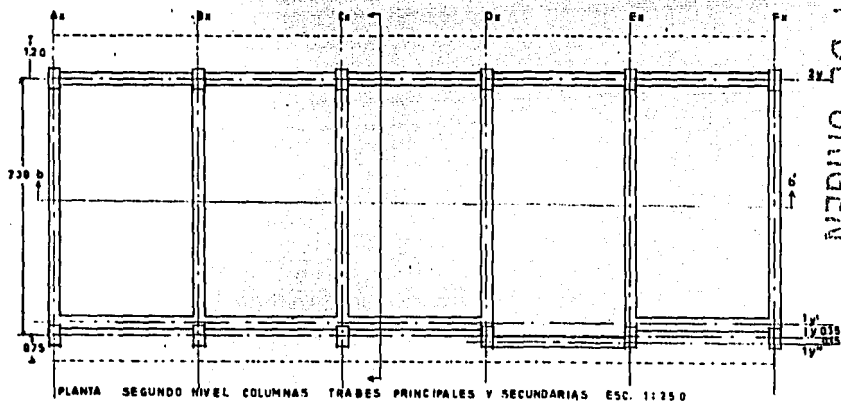
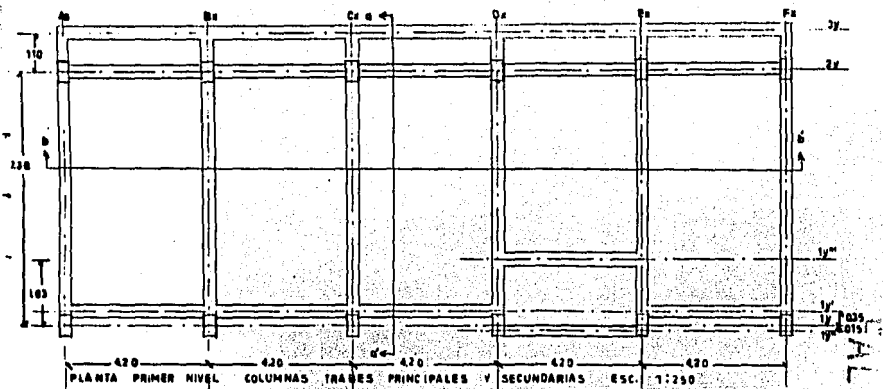
Definida la separación de los elementos verticales, tenemos ocho ejes a los que denominaremos con letras y números. La siguiente figura nos ilustra al respecto.



PLANTA DE COLUMNAS 5/ESC.

Por razones de rigidez lateral del edificio en las dos direcciones, y para hacer las losas o cubiertas perimetrales, es decir que la losa apoye estructuralmente hablando en todo su perímetro, las columnas se ligaron entre sí a base de traves en los dos entrepisos, entonces tenemos hasta el momento una estructura compuesta por una serie de columnas, éstas soportando traves de dos niveles.

La planta del primer nivel es desigual a la planta de la azotea, esto dió origen para tener una diferencia en la localización de traves en los dos niveles. Las traves en el sentido transversal o principales de la estructura forman un marco rígido con las columnas, mientras que en el sentido longitudinal (traves secundarias) se comportan como vigas continuas apoyadas en las columnas. Las plantas y cortes que a continuación se muestran nos indican lo mencionado.



ALA DE ORIGEN
 1y
 2y
 3y

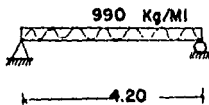
En la planta del primer nivel la trabe del eje 1 y''' es para apoyar un extremo de la escalera, el eje 1 y' se originó para que las columnas quedaran descubiertas determinación del proyecto arquitectónico, el eje 1 y'' se debió a la misma razón antes expuesta; para tener un cubo de escaleras más amplio y para darle un poco de variación a la fachada.

e) Solución de las cubiertas.- A principios de este capítulo se definió el material con que se iba a construir la estructura, nos queda por determinar el tipo de cubierta de concreto con que se solucionarán los entresijos. De los diferentes tipos de losas de concreto más comunes en nuestro medio solucionaremos el más adecuado. Los tipos son: losa macisa, losa nervada y losa aligerada. La determinación la haremos con base en la losa macisa y en la aligerada ya que la nervada queda descartada, pues una especificación arquitectónica indica que los techos serán planos, recubiertos con aplanado hecho a base de mortero de calhidra y arena.

El poner un plafón para encubrir la losa nervada y el uso de moldes especiales (casetones) para hacer las nervaduras encarecen el costo cuando menos de un 45%, sobre el precio de la losa aligerada, quedando obviamente descartada. Haremos un estudio para determinar cual tipo de losa usaremos con relación únicamente a la economía, ya que las dos llenan los requisitos para dar la apariencia especificada. Para el caso tomamos una franja de entresijo de 1 mt de ancha, con una longitud de 4.20 mts la carga U será de 990 Kg/M^2 y ésta actuará sobre una viga simplemente apoyada.

Las condiciones de apoyo de la viga no influyen en la determinación de la economía, ya que los momentos flexionantes externos (producidos por las cargas) positivos o negativos son constantes.

Cálculo del momento flexionante externo.



$$\text{Area tributaria} = 4.20 \times 1.0 \text{ Mts}$$

$$U = 990 \text{ Kg/M}^2$$

$$U/\text{M} = 990 \times 4.20 \times 1.0$$

$$\frac{\quad}{4.20} = 990 \text{ Kgs.}$$

$$M.\text{ext} = \frac{Wl^2}{8} = 990 \left(\frac{4.20^2}{8} \right) = 2187 \text{ Kg.Mt.}$$

$$M.\text{ext} = 2187 \text{ Kg.Mt} \times \frac{100\text{cm}}{\text{Mt}} = 218700 \text{ Kg.cm.}$$

Losa macisa.

Primer tanteo, datos:



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

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_s = 7 \phi 3/8 = 4.97 \text{ cm}^2$$

$$\text{peralte losa} = 13 \text{ cm}$$

Del reglamento de las construcciones de concreto reforzado (ACI 318-63) y del párrafo 1601, obtenemos la fórmula respectiva.

$$M_u = \phi \left\{ A_s \cdot f_y \left(d - a/2 \right) \right\}, \text{ de donde;}$$

ϕ = factor de reducción de capacidad = 0.90

M_u = momento plástico resistente ("Incógnita")

d = distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo de tensión.

a = profundidad del prisma rectangular de esfuerzos

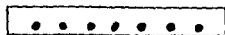
b = ancho de la cara en compresión de un miembro sujeto a flexión

A'_s = área de refuerzo en compresión

$$a = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{(4.97 - 0) 4200}{0.85 (210) (100)} = \frac{20870}{17850} = 1.2 \text{ cm}$$

$$M_u = 0.90 \left\{ 4.97 (4200) (10.5 - 1.2/2) \right\} = 186500 \text{ Kg-cm}$$

Segundo tanteo, datos:



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

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_s = 7 \phi 3/8 = 4.97 \text{ cm}^2$$

$$\text{peralte losa} = 15 \text{ cm}$$

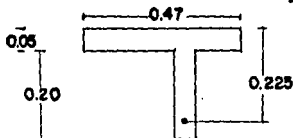
$$M_u = 0.90 \left\{ 4.97 (4200) (12.5 - 1.2/2) \right\} = 223900 \text{ Kg-cm.}$$

El momento resistente de la sección supuesta del segundo tanteo contrarresta ampliamente el momento externo.

FALLA DE ORIGEN

Losa aligerada (Vigas "T")

Primer tanteo, datos:



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

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_s = 2 \phi 3/8 = 1.42 \text{ cm}^2$$

Por nervadura

$$a = \frac{A_s (f_y)}{0.85 (f'c) (b)} = \frac{1.42 (4200)}{0.85 (210) 47} = \frac{5960}{8390} = 0.71 \text{ cm}$$

$$M_u = \phi [A_s f_y (d. = s/2)] = 0.90 (1.42 (4200) (22.5 - 0.70/2))$$

$$M_u = 0.90 (5960 (22.15)) = 1189.9 \text{ Kg-Mts} = 118,990.0 \text{ Kg-cm}$$

El momento externo correspondiente a una franja de 0.47 Mts. de anchura es igual a:

$$M_{ext.0.47} = 218700 (0.47) = 102900 \text{ Kg-cm.}$$

El primer tanteo para una losa aligerada fué correcto, nos queda determinar cual tipo es el más económico.

Losa maciza (ancho 0.47 Mts)

Volúmen concreto	= 4.20 x 0.47 x 0.15 0.30 m ³
Acero	7 x 4.20 x 0.56 x 0.47 7.75 Kgs

Losa aligerada (ancho 0.47 Mts)

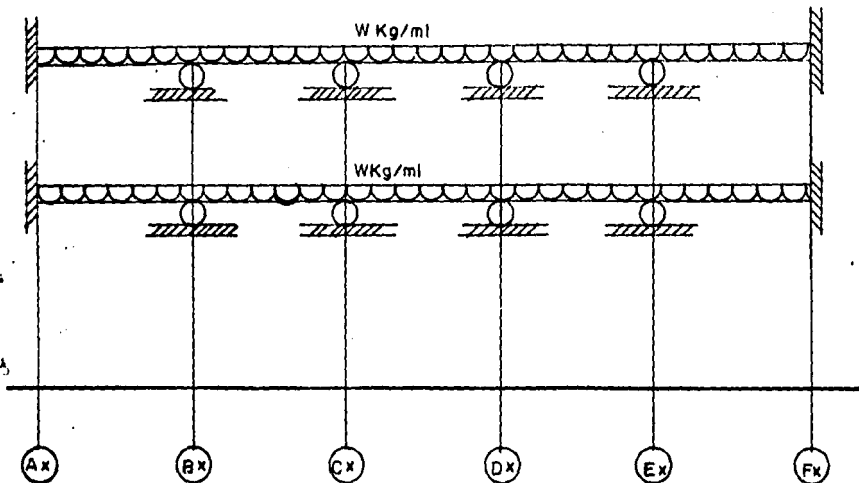
Volúmen concreto	= 4.20 x 0.47 x 0.05 + 4.20 x 0.20 x 0.07 0.16 m ³
Acero	1x 4.60 x 0.56 + 1x 2.00 x 0.56 3.70 Kgs

Block de hormigón.- 20 pzas equivalen en concreto a 0.16 M³

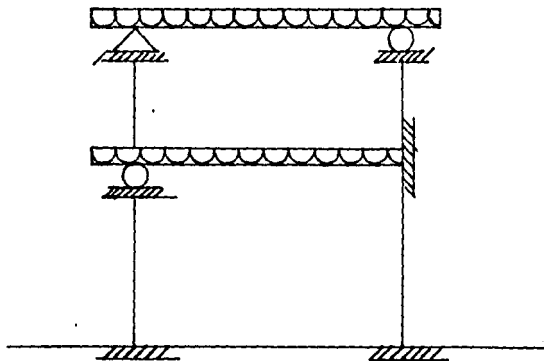
Los volúmenes de concreto difieren en poca cantidad, mientras que el acero se reduce en un 52% dándonos un ahorro del 5% sobre el costo de la cubierta de concreto macizo, obviamente la losa aligerada fué la escogida para construir la estructura.

Las losas del primer nivel y de la azotea son perimetrales, pues son apoyadas en sus cuatro lados y tienen continuidad en el sentido longitudinal. Las siguientes figuras nos ilustran el comportamiento de las losas.

Corte longitudinal S/escala



Corte transversal S/escala



CAPITULO 3.- CALCULO ESTRUCTURAL.

Existen métodos que al calcular pórticos de varios pisos no consideran el desplazamiento horizontal, esto es tan importante que el considerarlo puede cambiar el signo de los momentos en un nudo.

Por eso la finalidad de este método, método de Gaspar Kani, es simplificar el cálculo de los desplazamientos horizontales.

El mencionado es un método de "aproximaciones sucesivas" que llega a tener una exactitud según se pretenda, aumentando para este propósito las iteraciones.

El método tiene algunas ventajas sobre los conocidos:

- 1) En la etapa en que se suponen nudos fijos, el análisis es por medio de "correcciones" (método correctivo) dando poca probabilidad de error y un ahorro en el tiempo.
- 2) En la etapa en que se suponen los nudos desplazables, el cálculo se reduce a una pequeña variación, con relación al punto anterior que no ofrece dificultad.
- 3) El método por ser a base de correcciones suprime cualquier error, debido a que éste desaparece al hacer iteraciones sucesivas.
- 4) La comprobación de resultados se puede hacer en cualquier nudo y momento, dando así una facilidad de inspección sin llegar en detalles anteriores al resultado definitivo.
- 5) En el caso de variaciones en cargas y secciones de barras, el cálculo no se empieza de nuevo sino que los cambios se anotan y se repiten en parte ápticamente.
- 6) Se puede tener fácilmente en cuenta variaciones en las inercias de las barras, ya que esto representa un pequeño aumento de trabajo en el cálculo sin que la variación de los resultados sea de consideración.

FALLA DE ORIGEN

Por las ventajas anteriormente expuestas y por una convicción personal, fundada en que el proceso del cálculo se desarrolla y dá resultados muy lógicos que de una manera elemental se pueden patentizar, decidí hacer el cálculo por el método comúnmente llamado "Método de Kani".

Juzgo conveniente iniciar el cálculo sin hacer demostraciones de fórmulas por las siguientes razones:

1) Las hipótesis fundamentales de muchos métodos de cálculo son idea de una persona, la cual tuvo el acierto, que el origen de su pensamiento diera resultados más o menos parecidos a los comprobados. Siendo un método aceptable, no discutiré sus principios.

2) El hacer demostraciones para disque aclarar un método trae consigo el aceptar suposiciones del autor que en ocasiones no son muy lógicas y convincentes.

3) Por el desarrollo del tratado se puede comprender fácilmente.

4) El hacer una demostración del método, es seguir fielmente los pasos del autor, lo que en pocas palabras sería una rutina de pedagogía.

La fórmula general del método es la siguiente:

$M_{ik} = \bar{M}_{ik} + 2 M^{\circ}ik + M^{\circ}ki + M''ik$ de donde;

M_{ik} = Momento total en un extremo de la barra (i-k)

\bar{M}_{ik} = Momento de empotramiento perfecto en el extremo considerado de la barra (i)

$M^{\circ}ik$ = Momento debido al giro del nudo (ext.i)

$M^{\circ}ki$ = Momento debido al giro del nudo (ext.k)

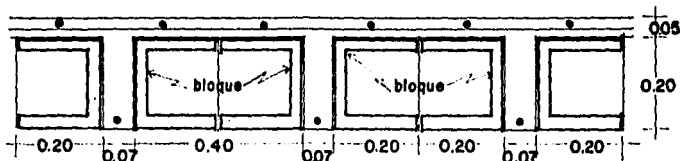
$M''ki$ = Momento debido al desplazamiento (ext.i)

a) Análisis de las cargas: entrepiso y azoteas.

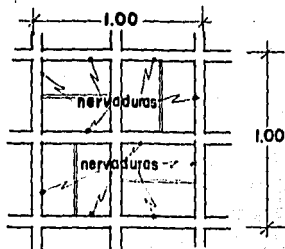
Carga de entrepiso.- En losas aligeradas se usará block hecho de jal (cenizas volcánicas) prensado y cementado con una lechada de agua y cemento. Las medidas del mencionado material son 0.20 x 0.20 x 0.40 Mts, que respectan al ancho, altura y longitud sucesivamente.

Estructuralmente hablando las cubiertas serán una serie de vigas "T".

Las nervaduras tendrán un grueso de 0.07 Mts, el grueso del patín de concreto será de 0.05 Mts. La siguiente figura nos muestra en detalles la sección de la losa.



Para calcular la carga de los materiales (carga muerta) que componen el entrepiso tomaremos un metro cuadrado.



Carga muerta (D)

$$\text{Peso nervaduras} = 6 \times 1.00 \times 0.20 \times 0.07 \times 2400 \text{ Kg/M}^3 = 201.6 \text{ Kgs.}$$

$$\text{Peso del patín} = 0.05 \times 1.00 \times 1.00 \times 2400 = 120.0 \text{ "}$$

FALLA DE ORIGEN

Peso del block= 8 pzas x 7 Kgs/pza =	= 56.0 Kgs.
Peso del ladrillo mosaico según el Nuevo Reglamento de Construcciones del D.F.	= 30.0 "
	<u>407.6 Kgs/M²</u>

Carga viva. (L)

Según el Nuevo Reglamento de Construcciones del D.F.
la carga para entrepisos es: -

275.0 Kgs/M²

Carga sísmica. (E)

Del Nuevo Reglamento de Construcc. del D.F.
la carga es: -

110.0 Kgs/M²

Sub-total.-

792.6 Kgs/M²

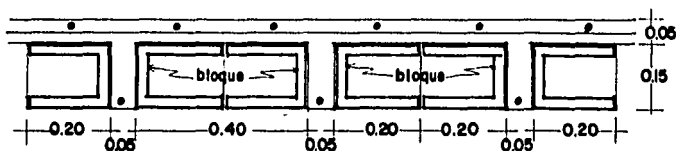
$$U = 1.25 (D + L + E)$$

$$U = 1.25 (792.6)$$

$$= 988 \text{ Kgs/M}^2$$

Cargas de azoteas.- La cantidad de nervaduras por M² es la misma que en la de los entrepisos, puesto que se usa la misma medida horizontal para el block.

Carga muerta.- Por reducirse al mínimo la carga viva en entrepisos de azoteas, usaremos un block de una altura menor, disminuyendo el peralte de la losa. El siguiente corte nos demuestra lo anterior.



CORTE DE LOSA AZOTEA E 1:10

FALLA DE CEMENTO

Carga muerta. (D)

Peso nervaduras.- $6 \times 1.00 \times 0.15 \times 0.05 \times 2400 \text{ Kg/M}^3$	- 108.0 Kgs.
Peso del patín .- $1.00 \times 1.00 \times 0.05 \times 2400$ " "	- 120.0 "
Peso de blocks .- 8 pzas x 6.5 Kgs/Block	- 52.0 "
Peso enladrillado azotea, según Nuevo Reglamento de Construcciones del D.F.	- 50.0 "
	<hr/> 330.0 Kgs/M ²

Carga viva. (L)

De acuerdo con el Nuevo Reglamento de Construcc. del D.F. la carga para azoteas es de: -	- 100.0 Kgs/M ²
--	----------------------------

Carga sísmica. (E)

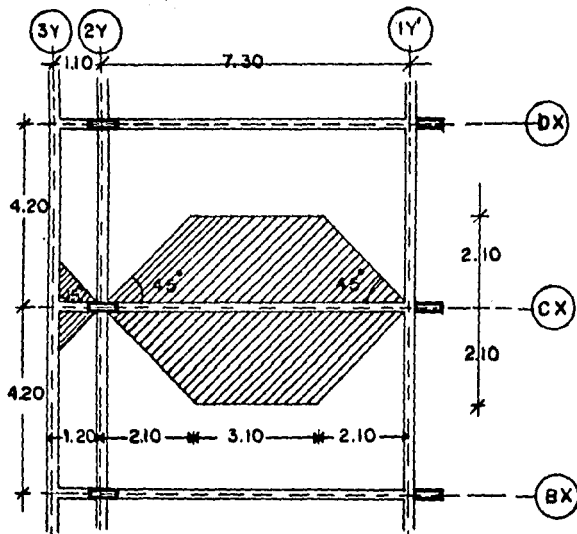
El Nuevo Reglamento de Construcciones del D.F. señala una carga de.-	- 110.0 Kgs/M ²
Sub-total.-	<hr/> 540.0 Kgs/M ²

Si, $U = 1.25 (D + E + L)$, entonces tenemos

que $U = 1.25 (540.0) = 675 \text{ Kgs/M}^2$.

Como se puede apreciar no se tomó en consideración la carga de viento, porque se hará un cálculo de momentos con éste tipo de carga únicamente. Los momentos finales en un nudo o barra serán igual a la suma algebraica de los momentos producidos por cargas vivas, muertas y sísmicas, más los momentos producidos por la carga de viento.

Áreas tributarias.- Denominamos áreas tributarias a las mismas, que "vierten" sus cargas en el elemento por analizar. Para éste propósito nos ayudaremos de una planta del entrepiso.



PLANTA 1er. NIVEL. E1 : 10

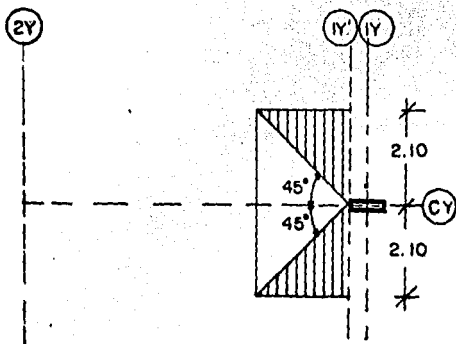
El elemento que vamos a analizar, es el que está localizado en el eje Cc.

$$\text{Area tributaria} = 2 \left(\triangle + \text{trapezoido} \right)$$

$$\text{Area tributaria} = 2 (0.72 + 10.92) = 23.28 \text{ M}^2.$$

La carga U para entrepisos es de 988 Kg/M^2 .

$$U/M1 (Cx) = 988 \text{ Kg/M}^2 \times 23.28 \text{ M}^2 / 6.50 \text{ M1} = 2710 \text{ Kg/M1}.$$



Carga concentrada en entrepiso.

FALLA DE ORIGEN

$$\text{Area tributaria} = 2 \left(\triangle + \text{trapezoid} \right)$$

$$\text{Area tributaria} = 2 \frac{(2.10 \times 2.10)}{2} = 4.41 \text{ M}^2$$

$$U = 4.41 \text{ M}^2 \times 988 \text{ kg/M}^2$$

$$= 4360.0 \text{ kgs.}$$

$$\text{Peso trabe eje } 1' y' = 4.20 \text{ Mts.} \times 500 \text{ kgs/ML}$$

$$= 2100.0 \text{ "}$$

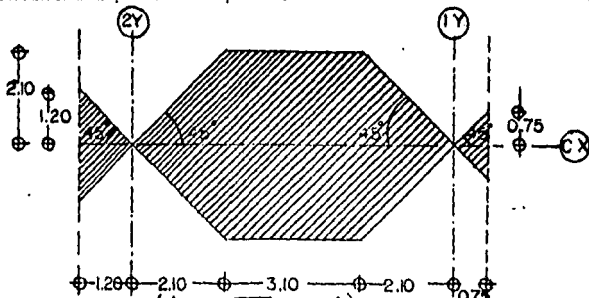
$$\underline{\underline{6460.0 \text{ kgs.}}}$$

Adición de peso por zona de almacén en planta
baja, imprevistos etc.- 13.5 % -

$$\underline{\underline{2290.0 \text{ kgs.}}}$$

Carga concentrada para entresijos.-

$$\underline{\underline{8750.0 \text{ kgs.}}}$$



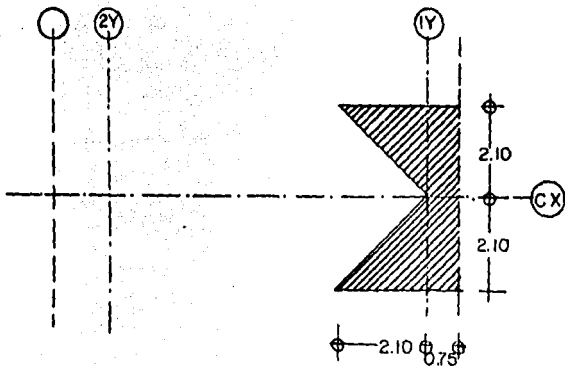
$$\text{Area tributaria} = 2 \left(\triangle + \text{trapezoid} + \triangle \right)$$

$$\text{Area tributaria} = 2 (0.72 + 10.91 + 0.33) = 23.94 \text{ M}^2$$

La carga U para azotea es de 675 kgs/M²

$$U/ML = 675 \text{ kgs/M}^2 \times 23.94 \text{ M}^2 / 8.50 \text{ Mts.} = 1900 \text{ kg/ML.}$$

Carga concentrada en azotea.



Area tributaria=2 (\triangle + \square)

Area tributaria=2 (2.22 + 1.50) = 7.44 M²

U= 675 Kg/M² x 7.45 M² x

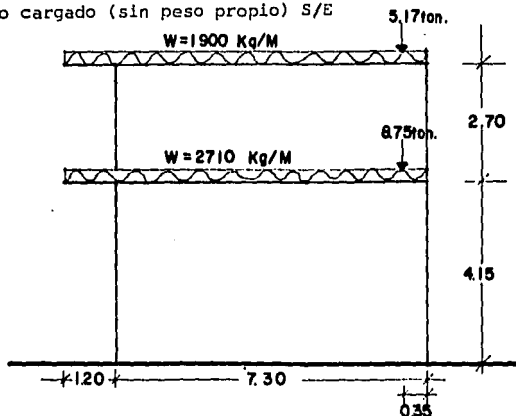
- 5035.0 Kgs.

Añición de peso por trabe e imprevistos 2.5%
aproximadamente -

- 135.0 "

5170.0 Kgs.

Marco cargado (sin peso propio) S/E



Para determinar el peso propio de los miembros, no haremos un prediseño, prefijaremos las secciones de acuerdo a las medidas de la columna.

Trabes de azotea (0.25 x 0.40)

Peso.- 1.25 (0.25 · 0.40 · 2500)

- 312 Kg/Mt.

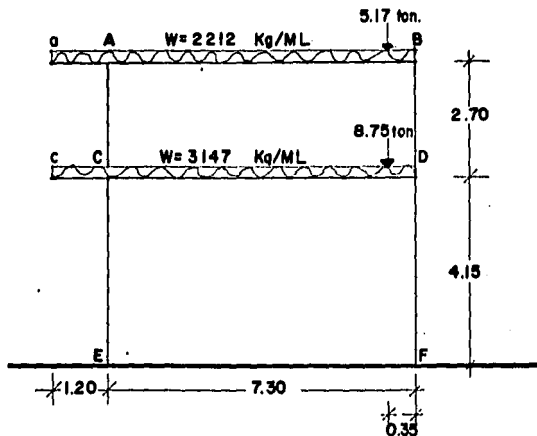
Trabes de entrepiso (0.25 x 0.55)

Peso.- 1.25 (0.25 · 0.55 · 2500)

- 437 Kg/Mt.

Ahora lo que nos resta es cargar el marco con cargas que respectan al peso propio.

Marco cargado incluyendo peso propio. S/E



FALLA DE ORIGEN

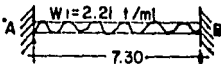
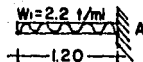
b) Cálculo del marco. (Cargas; muerta, viva y sismo)

Primer paso.- Cálculo de momentos de empotramiento perfecto. Momentos Iniciales. Adoptaremos la convención de signos que considera positivo el momento en el sentido de las manecillas. Por experiencia, ésta regla se puede aplicar de una manera más práctica, el momento del extremo izquierdo de una barra es negativo y los momentos del lado derecho positivos.

Trabes de azotea (Carga U. Distribuida)

$$MAA = \frac{W_u \cdot L^2}{2} = \frac{2.20 (1.20)^2}{2} = 1.58 \text{ ton-mt.}$$

$$-MAE = NBA = \frac{W_u \cdot L^2}{12} = \frac{2.20 (7.30)^2}{12} = 9.78 \text{ t.mt.}$$



Trabe de 1er. piso (carga U. Distribuida)

$$MCC = \frac{W_2 \cdot L^2}{2} = \frac{3.15 (1.20)^2}{2} = 2.28 \text{ ton-mt.}$$

$$-MCD = MDC = \frac{W_2 \cdot L^2}{12} = \frac{3.15 (7.30)^2}{12} = 14.0 \text{ ton-mt.}$$

Trabe de azotea (carga concentrada)

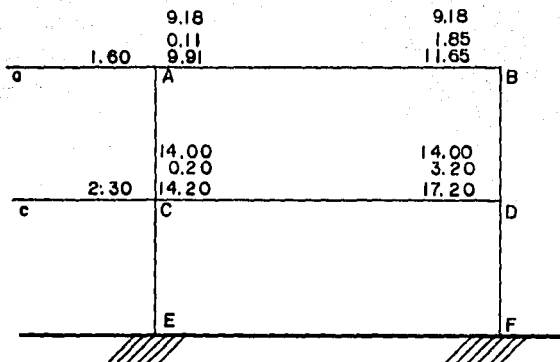
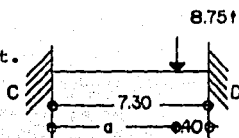
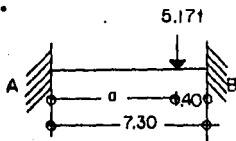
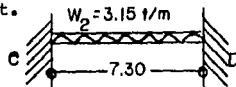
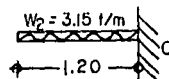
$$-MAB = \frac{Pa^2b^2}{L^2} = \frac{5.17 (6.90) (0.40)^2}{(7.30)^2} = 0.11 \text{ ton-mt.}$$

$$MBA = \frac{Pa^2b}{L^2} = \frac{5.17 (6.90)^2 (0.40)}{(7.30)^2} = 1.85 \text{ ton-mt.}$$

Trabe de 1er. piso (carga concentrada)

$$-MCD = \frac{Pa^2b^2}{L^2} = \frac{8.75 (6.90) (0.40)^2}{(7.30)^2} = 0.18 \text{ ton-mt.}$$

$$MDC = \frac{Pa^2b}{L^2} = \frac{8.75 (6.90)^2 (0.40)}{(7.30)^2} = 3.15 \text{ ton-mt.}$$



Marco "cargado" con momentos iniciales (ton-m). S/E

Segundo paso.- Cálculo de rigideces, traveses y columnas.

$$K = \frac{I}{L}$$

K= rigidez

I= inercia

L= longitud

Rigideces de traveses

Traveses aA y AB

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

$$b = 25 \text{ cm.}$$

$$k = 0.404$$

$$A = \text{Area de sección} = b \cdot d$$

$$y = d/2 - kd = 40 - (0.404) 40 = 3.8 \text{ cm.}$$

$$\frac{2}{2}$$

y= Distancia del eje neutro al centro de presiones, trabajando a compresión

$$I = \frac{bd^3}{12} + \frac{Ay^2}{12} = \frac{25(40)^3}{12} + \frac{(40)(25)(3.8)^2}{12} = 133,000 + 9480$$

$$I = 142480 \text{ cm}^4$$

$$\frac{K}{AB} = \frac{I}{L} = \frac{142480}{7.30(100)} = 195.3 \text{ cm}^3$$

$$K_{AA} = 142480 = 0$$

α

Por estar en cantilever

Traveses cC y CD

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

$$b = 25 \text{ cm.}$$

$$k = 0.404$$

$$A = \text{Area de sección} = b \cdot d$$

$$y = d/2 - kd = 55/2 - (0.404) 55 = 5.3 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{bd^3}{12} + \frac{Ay^2}{12} = \frac{25(55)^3}{12} + \frac{25(55)(5.3)^2}{12}$$

$$I = 345800 + 38630 = 384,430 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{I}{L} = \frac{384430}{7.30(100)} = 528 \text{ cm}^3$$

$$\frac{K}{cC} = \frac{384430}{7.3(100)} = 528 \text{ cm}^3$$

(por estar en cantilever)

El método considera que una barra en cantiliver, "el extremo opuesto" está a una distancia infinita de aquí su rigidez es cero.

Rigideces de columnas

Columnas AC y BD

$t = 25$ cm.

$b = 50$ cm.

$L = 2.70$ Mts.

$$I_{Ac} = I_{Bd} = I \frac{tb^3}{12} = I \frac{(25)(50)^3}{12} = 262500 \text{ cm}^4$$

$$K_{Ac} = K_{Bd} = I \frac{3}{L} = \frac{262500}{2.70(100)} = 965 \text{ cm}^3$$

Columnas CE y DF

$t = 25$ cm.

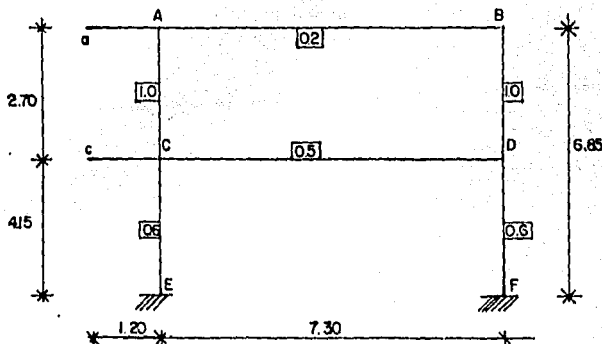
$b = 50$ cm.

$L = 4.15$ Mts.

$$I_{cE} = I_{dF} = I \frac{tb^3}{12} = \frac{25(50)^3}{12} = 262500 \text{ cm}^4$$

$$K_{cE} = K_{dF} = I \frac{3}{L} = \frac{262500}{4.15(100)} = 628 \text{ cm}^3$$

Marco cargado con las rigideces S/E.



Tercer paso.- Determinación de los factores de giro de los nudos. La suma de los factores de giro de un nudo es igual a $1/2$.

Se puede definir como la capacidad de absorción de giros (momentos) ya que la fórmula se reduce a repartir proporcionalmente "el giro total" de acuerdo a las rigideces. Un miembro entre más rígido sea absorbe más porcentaje del giro.

$$\text{La fórmula es } \mu_{ik} = \frac{I_{ik}}{\sum I_{ik}}$$

μ_{ik} = Factor de giro barra i-k

I_{ik} = Rigidez de barra i-k

$\sum I_{ik}$ = Suma de rigideces en el nudo i

Nudo A.

$$\sum K_A = K_{AA} + K_{AB} + K_{AC} = 0 + 0.20 + 1.0 = 1.20$$

$$\mu = \frac{1/2 \times K}{\sum K}$$

μ_{AA} . Si éste miembro no tiene rigidez, por lo tanto no puede tener factor de giro (no absorbe momentos)

$$\mu_{AB} = \frac{I}{2} \times \frac{0.2}{1.2} = -0.083$$

$$\mu_{AC} = \frac{I}{2} \times \frac{1.0}{1.2} = -0.417$$

$$-0.500$$

La anterior suma nos indica que los factores de giros obtenidos son correctos, puesto que el valor acumulativo es de $1/2$.

Nudo B.

$$\sum K_B = K_{BA} + K_{BD} = 0.20 + 1.00 = 1.20$$

$$\mu = \frac{1/2 \times K}{\sum K}$$

$$\mu_{BA} = \frac{1/2 \times 0.2}{1.2} = -0.083$$

$$\mu_{BC} = \frac{1/2 \times 1.0}{1.2} = -0.417$$

- 0.500 Comprobación, correcta.

Factores de giro

Nudo C.

$$\sum K_C = 1.0 + 0.5 + 0.6 = 2.1$$

$$\mu = \frac{1/2 \times K}{\sum K}$$

$$\mu_{CA} = \frac{1/2 \times 1.0}{2.1} = -0.238$$

$$\mu_{CB} = \frac{1/2 \times 0.5}{2.1} = -0.119$$

$$\mu_{CC} = \frac{1/2 \times 0.6}{2.1} = -0.143$$

- 0.500 Comprobación, correcta.

$$\mu_{Co} = \dots K_C = 0$$

Nudo D.

$$\sum K_D = 1.0 + 0.6 + 0.5 = 2.1$$

$$\mu = \frac{1/2 \times K}{\sum K_D}$$

$$\mu_{DB} = \frac{1/2 \times 1.0}{2.1} = -0.238$$

$$\mu_{DF} = \frac{1/2 \times 0.6}{2.1} = -0.143$$

$$\mu_{DC} = \frac{1/2 \times 0.5}{2.1} = -0.119$$

- 0.500 Comprobación, correcta.

FALLA DE ORIGEN

Cuarto paso.- Ahora calcularemos el factor de desplazamiento para los miembros verticales que afecta la anterior iteración.

La suma de los coef. de desplazamiento en un entrepiso es igual a - 1.50.

El coeficiente de desplazamiento, exclusivo para miembros verticales, lo podemos definir como la capacidad de absorción del desplazamiento, producido éste por el desbalance de los giros correspondientes a un mismo entrepiso.

$$C.D = \text{coef. de desplazamiento} = - \frac{3}{2} \times K$$

$$\frac{K}{\sum K \text{ (entrepiso)}}$$

$$C.D \text{ AC} = - \frac{3}{2} \times KAC = - \frac{3}{2} \times 1.0 = - 0.75$$

$$\frac{KAC + KBD}{1.0 + 1.0}$$

$$C.D \text{ BD} = - \frac{3}{2} \times KBD = - \frac{3}{2} \times 1.0 = - 0.75$$

$$\frac{KAC + KBD}{1.0 + 1.0}$$

$$C.D \text{ CE} = - \frac{3}{2} \times KCE = - \frac{3}{2} \times 0.6 = - 0.75$$

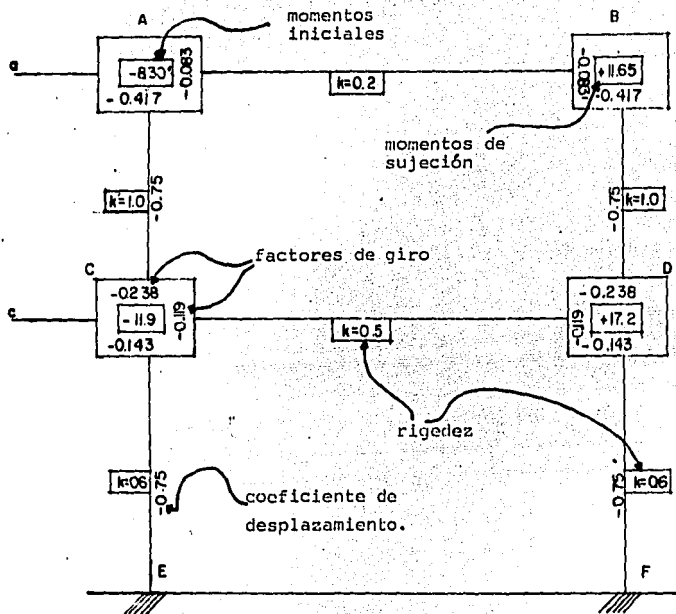
$$\frac{KCE + KDF}{0.6 + 0.6}$$

$$C.D \text{ DF} = - \frac{3}{2} \times KDF = - \frac{3}{2} \times 0.6 = - 0.75$$

$$\frac{KDF + KCE}{0.6 + 0.6}$$

Quinto paso.- Se carga el marco con: Momentos de empotramiento (M. Iniciales), factores de giro, coeficientes de desplazamiento y rigideces, para iniciar con el proceso de las iteraciones.

Marco cargado dispuesto a iniciar las iteraciones. S/E



FALLA DE ORIGEN

Iniciamos las iteraciones con el nudo D. Para empezar calculamos los valores de los giros, causados por el Momento Inicial.

$$\begin{aligned} \text{Nudo D. - 1a. It.} &+ 17.20 \times \frac{DB}{DC} - 0.238 = -4.10 \\ &\frac{DC}{DF} - 0.119 = -2.04 \\ &\frac{DF}{DF} - 0.143 = -2.46 \end{aligned}$$

Los valores se anotan en la barra correspondiente.

Primera iteración en el nudo B

Momento Inicial + Valor del giro de D = + 11.65 - 4.10 = + 7.55

Cálculo del valor de los giros causados por el Momento Inicial y los factores de giro en el nudo B.

$$\text{Nudo B.} - \underline{\text{1a. It.}} \quad + 7.55 \quad X \quad \begin{array}{l} \underline{\text{BA}} - 0.083 - 0.63 \\ \underline{\text{BD}} - 0.417 - 3.15 \end{array}$$

Valores que se anotan en las barras correspondientes.

Primera iteración del nudo A.

$$M. I + \text{Valor giro de A} = - 8.30 - 0.63 = - 8.93$$

Cálculo del valor de los giros causado por el Momento

Inicial y los factores de giro en el nudo A.

$$\text{Nudo A.} - \underline{\text{1a. It.}} \quad - 8.93 \quad X \quad \begin{array}{l} \underline{\text{AB}} - 0.083 + 0.75 \\ \underline{\text{AC}} - 0.417 + 3.73 \end{array}$$

Valores que se anotan en las barras correspondientes.

Primera iteración del nudo C.

$$M. I + \text{Valor del giro A} + \text{Valor giro en D} = - 11.9 + 3.73 = 2.04 = - 10.21.$$

Cálculo del valor de los giros causado por el Momento

Inicial y los factores de giro en el nudo C.

$$\text{Nudo C.} - \underline{\text{1a. It.}} \quad - 10.21 \quad X \quad \begin{array}{l} \underline{\text{CA}} - 0.238 + 2.43 \\ \underline{\text{CD}} - 0.119 + 1.21 \\ \underline{\text{CE}} - 0.143 + 1.46 \end{array}$$

Valores que se anotan en las barras correspondientes.

Con los valores de los giros de los miembros verticales, calculamos las influencias correspondientes al desplazamiento para la 1a. iteración.

Columnas AC y BD.

$$\Sigma \text{Fact. giro barras vert./entrepiso} = + 3.73 + 2.43 - 3.15 - 4.10 = - 1.09$$

$$AC-BD = - 0.75 (-1.09) = + 0.82$$

Columnas CE y DF.

$$\Sigma \text{Fact. giro barras vert./entrepiso} = + 1.46 - 2.46 = - 1.0$$

$$CE-DF = - 0.75 (-1.0) = + 0.75$$

Los valores anteriores se anotan junto a la barra respectiva, encerrados con un rectángulo.

Empezaremos la segunda ronda de iteraciones, obviamente con el nudo D.

Segunda iteración en el nudo D.

Momentos Iniciales. + Valores giros barras concurrent. + Coef.

$$\text{Desplazmt.} + 17.20 - 3.15 + 0.82 + 1.21 + 0.75 = + 16.83$$

Cálculo del valor de los giros con el valor anterior.

$$\begin{aligned} \text{Nudo D.} - \underline{2a. It.} + 16.83 \times \begin{array}{l} \underline{DB} - 0.238 - 4.00 \\ \underline{DC} - 0.119 - 2.00 \\ \underline{DF} - 0.143 - 2.41 \end{array} \end{aligned}$$

Valores que se anotan en las barras correspondientes.

Segunda iteración en el nudo B.

M.I + Valor giro barras concurrent. + Coef. Desplazmt.

$$+ 11.65 + 0.82 - 4.00 + 0.75 = + 9.22$$

Cálculo del valor de los giros con el valor anterior.

$$\begin{aligned} \text{Nudo B.} - \underline{2a. It.} + 9.22 \times \begin{array}{l} \underline{BA} - 0.083 - 0.77 \\ \underline{BD} - 0.417 - 3.84 \end{array} \end{aligned}$$

Valores que se anotan en las barras correspondientes.

Segunda iteración en el nudo A.

M.I + Valor giro barras concurrent. + Coef. Desplazmt.

$$- 8.30 - 0.77 + 0.82 + 2.43 = - 5.82$$

Cálculo del valor de los giros con el valor anterior.

$$\begin{aligned} \text{Nudo A.} - \underline{2a. It.} - 5.82 \times \begin{array}{l} \underline{AB} - 0.083 + 0.48 \\ \underline{AC} - 0.417 + 2.42 \end{array} \end{aligned}$$

Valores que se anotan en las barras correspondientes.

Segunda iteración en el nudo C.

M.I + Val. giro barras concurrent. + Coef. Desplazmt.

$$- 11.90 + 2.42 + 0.82 - 2.00 + 0.75 = - 9.90$$

Cálculo del valor de los giros con el valor anterior.

$$\begin{aligned} \text{Nudo C.} - \underline{2a. It.} - 9.90 \times \begin{array}{l} \underline{CA} - 0.238 + 2.36 \\ \underline{CD} - 0.119 + 1.80 \\ \underline{CE} - 0.143 + 1.42 \end{array} \end{aligned}$$

Con los valores de los giros de los miembros verticales, calculamos las influencias correspondientes al desplazamiento para la 2a. iteración.

Esto se hace como en la vez anterior, el proceso de las iteraciones se sigue exactamente como hasta el momento. Se dejará de iterar cuando los valores tengan una variación muy pequeña, entre el valor de una iteración y la siguiente. A continuación se presenta un dibujo esquemático, que muestra los valores de todo el proceso de las iteraciones.

VALOR DE MOMENTO

Sexto paso.- Cálculo de los momentos finales (Cargas; muerta, viva y sismo)

$$M_{ik} = \bar{M}_{ik} + 2 M'_{ik} + M''_{ki} + M'''_{ik}$$

siendo M_{ik} = Momento total en el extremo de la barra (ik)

\bar{M}_{ik} = Momento de empotramiento perfecto en el extremo considerado de la barra.

M'_{ik} = Momento debido al giro del nudo (ext.i)

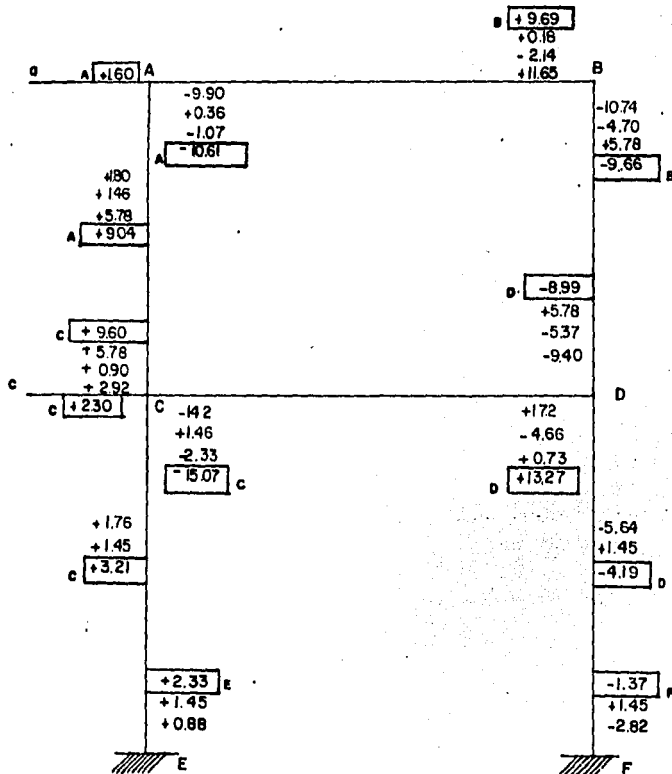
M''_{ki} = Momento debido al giro del nudo (ext.k)

M'''_{ik} = Momento debido al desplazamiento(ext.i)

Influencias
causadas por lon

MIEMB.	\bar{M}_{ik}	$2 M'_{ik}$	M''_{ki}	desplazamientos.	M.TOTAL
Aa	+ 1.60	_____	_____	_____	+ 1.60
Gc	+ 2.30	_____	_____	_____	+ 2.30
AB	- 9.90	+ 0.30	-1.07	_____	-10.61
BA	+11.05	- 2.14	+0.18	_____	+ 9.09
CD	-14.2	+ 1.46	-2.33	_____	-15.07
DC	+17.2	- 4.66	+0.73	_____	+13.27
AC	_____	+ 1.80	+1.46	+ 5.78	+ 9.04
CA	_____	+ 2.92	+0.90	+ 5.78	+ 9.60
BD	_____	-10.74	-4.70	+ 5.78	- 9.66
DB	_____	- 9.40	-5.37	+ 5.78	- 8.99
CE	_____	+ 1.76	0.00	+ 1.45	+ 3.21
DE	_____	- 5.64	0.00	+ 1.45	- 4.19
EC	_____	_____	+0.88	+ 1.45	+ 2.33
ED	_____	_____	-2.82	+ 1.45	- 1.37

Momentos finales debidos a las cargas D, L, E (muerta, viva y sismo).



La suma de los momentos en cada nudo debe ser igual a cero para que haya equilibrio. S/E

c.-) Cálculo del marco (carga de viento, W)

Una vez analizados los efectos de las cargas; muerta, viva y sísmica, nos queda por calcular los efectos de las cargas de viento, para ésto hacemos uso del Nuevo Reglamento de Construcciones del D. F. 1969.

La magnitud de la fuerza de viento se determina por la expresión:

$$W = 0.00555 CA v^2, \text{ de donde.}$$

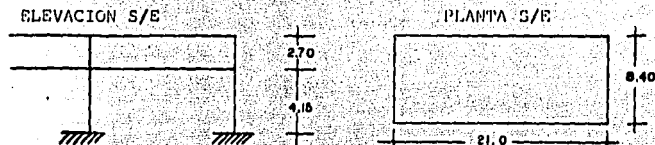
W = Fuerza debida al viento (Kgs)

C = Factor de empuje (sin dimensiones)

A = Area expuesta (M²)

V = Velocidad de diseño (Km/hr.)

Esta fuerza se concentra en los nudos de cada entrepiso.



La serie de pasos para determinar los momentos finales son los siguientes:

- 1) Determinar las fuerzas de fijación en los nudos de los diferentes entrepisos.
- 2) Determinar la carga uniformemente distribuida (vertical) por marco.
- 3) Calcular los momentos de empotramiento perfecto. Esto se hará únicamente en el eje de columnas que está en contacto con el aire.
- 4) Se determinan los momentos de fijación (Moment. sujeción para cargas verticales) en cada nudo.
- 5) Calcular el momento del piso para cada entrepiso.

Usaremos la expresión; $\bar{M}_r = Q_r \cdot h_r$, donde

3

M_r = Momento del piso.

h_r = Altura.

Q_r = Fuerza de fijación.

6.-) Se calculan las influencias del desplazamiento, multiplicando el momento del piso por el factor de desplazamiento de las columnas; éstos valores se anotan en la parte intermedia de la columna.

Quando las alturas de las columnas de un entrepiso son desiguales únicamente las influencias de los desplazamientos experimentan variación. Se introduce un factor de reducción que obviamente aumenta la capacidad de absorción de giro para las columnas cortas y la disminuye para las más largas.

7.-) Anotados en el marco esquemático. Momentos de fijación, factores de giro, influencias de los desplazamientos y momentos de empotramiento, iniciamos las iteraciones como en el otro análisis.

8.-) Determinamos los momentos finales debidos a la carga de viento.

Fuerza de fijación en el piso superior (azotea)

C= 0.75 Del Nuevo Reglamento de Construcc. del D. F.

v= 85 Km/hr " " " " " " " " " " " "

$$A = 2.70 \times 21.0 = 56.70 \text{ M}^2$$

$$W = 0.00555 \cdot C \cdot A \cdot v^2$$

$$W = 0.00555 (0.75) (56.70) (85.0)^2 = 1700 \text{ Kgs.}$$

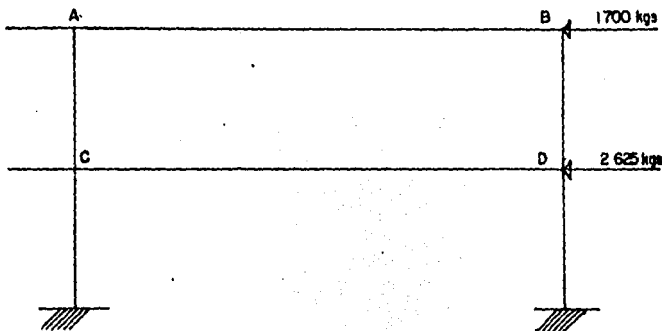
Fuerza de fijación en el piso intermedio.

C= 0.75

v= 85 Km/hr.

$$A = 4.15 \times 21.0 = 87.1 \text{ M}^2$$

$$W = 0.00555 (0.75) (87.1) (85.0)^2 = 2625 \text{ Kgs}$$



Fuerza de fijación en el marco. S/E

Cálculo de la carga uniformemente distribuida (vertical)

Carga total del área expuesta = 1700 + 2625 = 4325 Kgs.

Carga/marco U. Distrib. = $\frac{4325 \text{ Kgs.}}{\text{No. marcos} \times \text{altura}} = \frac{4325}{5 \times 6.95} = 148 \text{ Kgs/ML.}$

Cálculo de los momentos de empotramiento perfecto.

$$\bar{M}_{BD} = \frac{WL^2}{12} = \frac{0.148 \cdot 0 (2.70)^2}{12} = 0.13 \text{ ton-mt} = \bar{M}_{DB}$$

$$\bar{M}_{DF} = \frac{WL^2}{12} = \frac{0.148 \cdot 0 (4.15)^2}{12} = 0.31 \text{ ton-mt} = \bar{M}_{FD}$$

Determinar los momentos de fijación.

Nudo B = - 0.13 = -0.13 ton-mt.

Nudo D = - 0.31 + 0.13 = -0.18 ton-mt.

F = + 0.31 = +0.31 ton-mt.

Cálculo de los momentos del piso con las fuerzas de fijación.

Piso superior.- $\bar{M}_1 = \frac{Q_1 \cdot h_1}{3} = \frac{1700 (2.70)}{3} = 1.37 \text{ ton-mt.}$

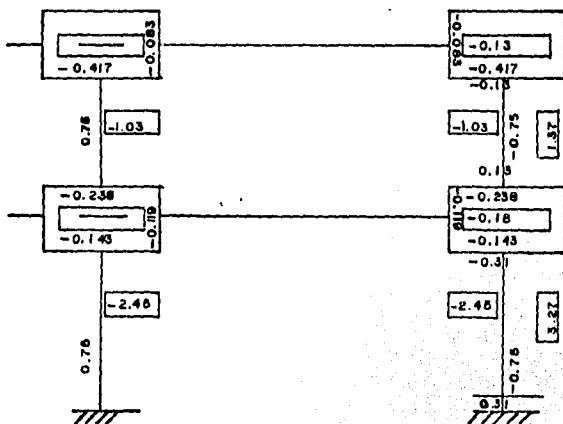
Piso intermedio.- $\bar{M}_2 = \frac{Q_2 \cdot h_2}{3} = \frac{2625 (4.15)}{3} = 3.27 \text{ ton-mt.}$

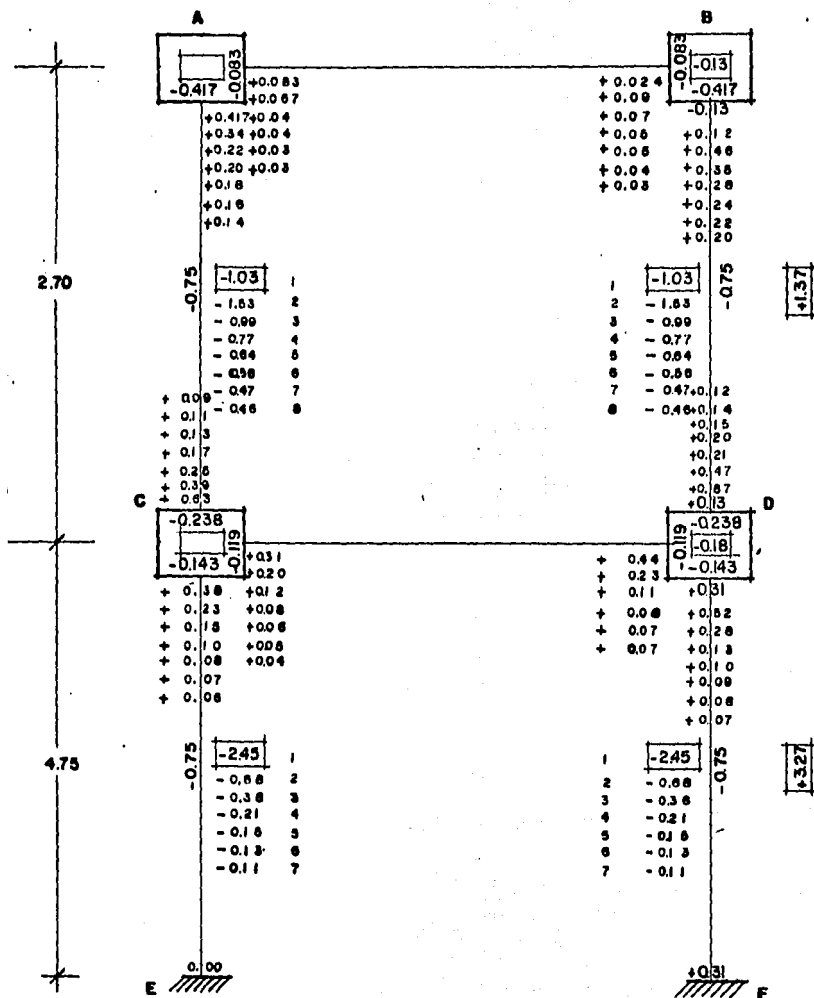
Determinación de las influencias de los desplazamientos.

Infl. Desplaz. Piso sup.- 1.37 (-0.75) = -1.03

Infl. Desplaz. Piso interm. 3.27 (-0.75) = -2.45

A continuación se presenta el marco cargado dispuesto para la iniciación de las iteraciones.





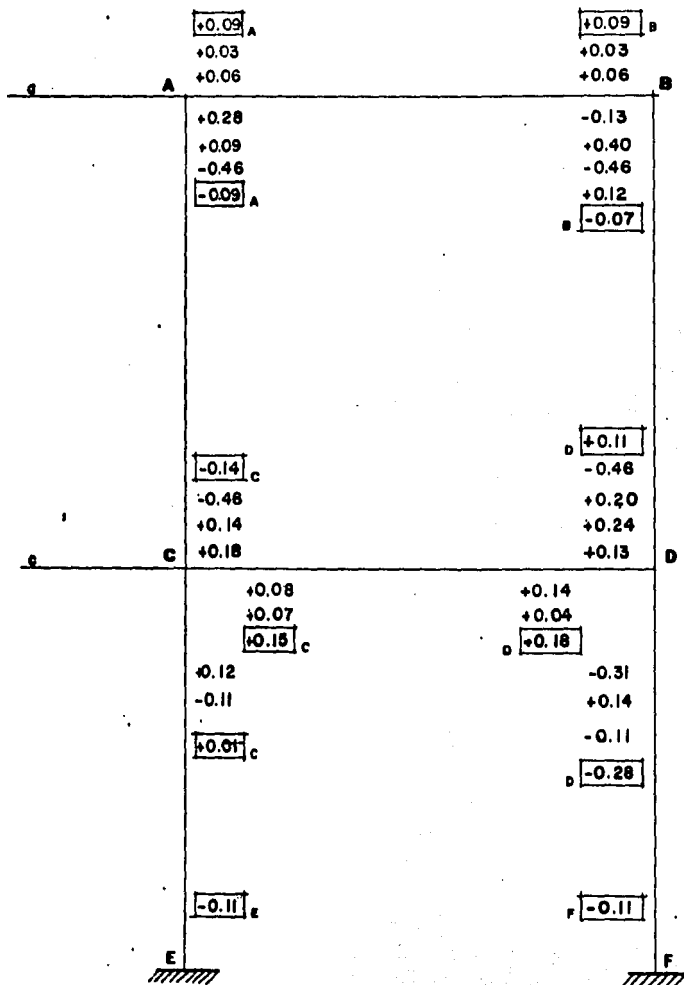
Cálculo de los momentos finales debidos a viento (W)

$$M_{ik} = \bar{M}_{ik} + 2 M'_{ik} + M''_{ki} + M'''_{ik}$$

Con esta fórmula, explicada anteriormente determinamos el momento total; el proceso es similar.

MIEMBRO	\bar{M}_{ik}	$2M'_{ik}$	M''_{ki}	M'''_{ik}	Mik-M.total
Aa	_____	_____	_____	_____	_____
Cc	_____	_____	_____	_____	_____
AB	_____	+ 0.06	+ 0.03	_____	+ 0.09
BA	_____	+ 0.06	+ 0.03	_____	+ 0.09
CB	_____	+ 0.08	+ 0.07	_____	+ 0.15
DC	_____	+ 0.14	+ 0.04	_____	+ 0.18
AC	_____	+ 0.28	+ 0.09	-0.44	- 0.07
CA	_____	+ 0.14	+ 0.14	-0.44	- 0.14
BD	-0.13	+ 0.40	+ 0.17	-0.46	- 0.07
DB	-0.13	+ 0.24	+ 0.20	-0.46	+ 0.11
CE	_____	+ 0.12	_____	-0.11	+ 0.01
DE	-0.31	+ 0.14	_____	-0.11	- 0.28
EC	_____	_____	+ 0.06	-0.11	- 0.05
ED	-0.31	_____	+ 0.07	-0.11	+ 0.29

MOMENTOS FINALES DEBIDOS A LA CARGA DE VIENTO



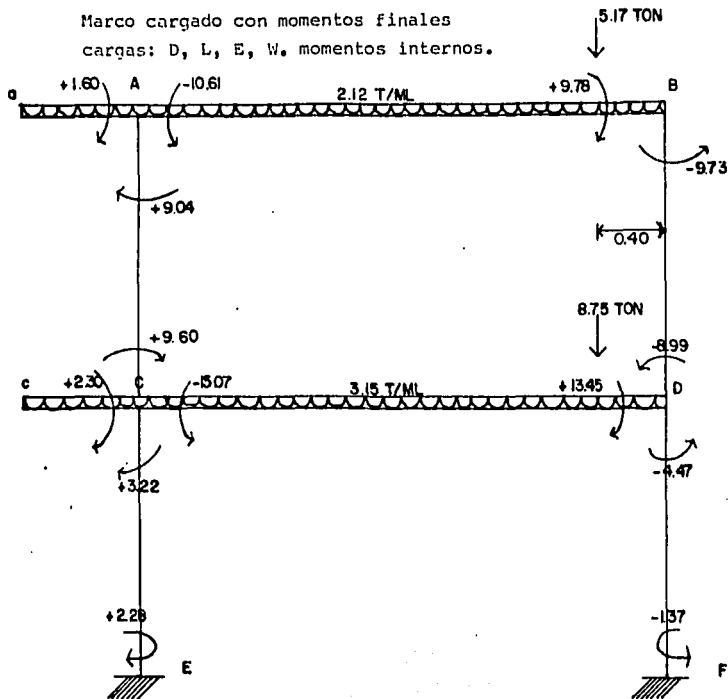
La suma de los momentos en cada nudo debe ser igual a cero para que haya equilibrio. S/E

d) Momentos finales (cargas; muerta, viva, sísmica y de viento).

MIEMBRO.	Momentos finales cargas, viva muerta y sísmica.	Momento final por carga de viento.	MOMENTO TOTAL DE TODAS LAS CARGAS.
Aa	+ 1.60	_____	+ 1.60
Cc	+ 2.30	_____	+ 2.30
AB	-10.61	+ 0.09	-10.52
BA	+ 9.99	+ 0.09	+ 9.78
CD	-15.07	+ 0.15	-14.92
DC	+13.27	+ 0.18	+13.45
AC	+ 9.04	- 0.09	+ 8.95
CA	+ 9.60	- 0.14	+ 9.46
BD	- 9.66	- 0.07	- 9.73
DB	- 8.99	+ 0.11	- 8.81
CE	+ 3.21	+ 0.01	+ 3.22
DE	- 4.19	- 0.28	- 4.47
EC	+ 2.33	- 0.05	+ 2.28
ED	- 1.37	+ 0.29	- 1.08

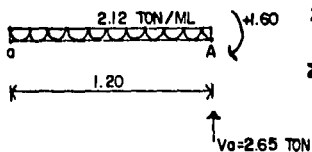
d.-) Momentos finales en todo el marco y cargas verticales en columnas.

Ver la siguiente hoja.



Una vez determinados los momentos finales en los nudos nos queda por determinar; los momentos centrales de las barras, momentos de columnas y cargas verticales; todo ésto es por métodos isostáticos.

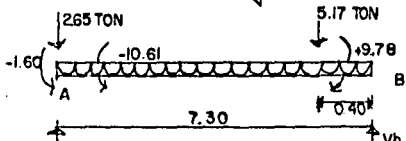
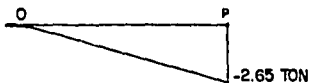
La convención de signos que adoptamos es; momentos positivos con el sentido de las manecillas del reloj, para momentos internos. Para hacer la suma algebraica de momentos, el criterio usado fué de tomar el momento más desfavorable, por la razón de que la carga de viento no es constante.



$$\sum MA = 0 - 2.12 (1.20)(0.60) + 1.60 = 0$$

$$\sum FVs = 0 - 2.12 (1.20) + VA = 0$$

$$VA = 2.65 \text{ ton.}$$



$$\sum MA = 0 - 1.60 - 10.61 + 2.12 (7.30)(3.65) + 5.17 (6.90) + 9.78 - VB(7.30) = 0$$

$$- 1.60 - 10.61 + 56.5 + 35.7 + 9.78 = VB = 89.86 = 12.3 \text{ ton.}$$

7.30

7.30

$$\sum FVs = 0$$

$$- 2.65 - 2.12 (7.30) - 5.17 + VA + VB = 0$$

$$- 15.48 - 5.17 + 12.3 = - VA$$

$$VA = 11.0 \text{ ton.}$$

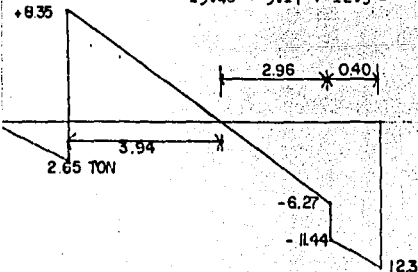
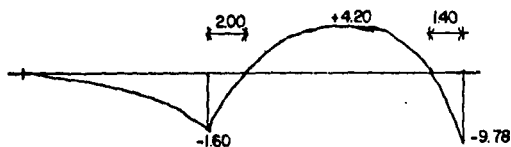


Diagrama de cortante.

Diagrama de momentos, traves azotea

Hecho con las áreas
del diagrama de cortantes



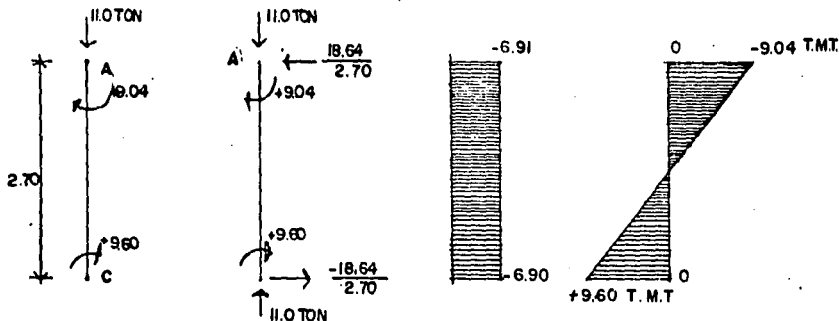
Cálculo de los puntos de inflexión.- Azotea.

De los cuerpos libres M en A - $1.60 - 10.61 = 12.21$ T-Mt. Lo haremos a base de tanteos.

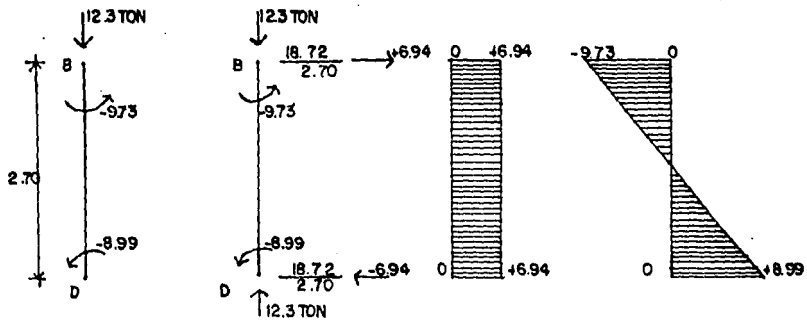
Valor del momento a 2.00 Mts de A, en el diagrama de cortantes; $M = 12.46$, valor un poco mayor que M en A. El valor obtenido es bastante aceptable por lo que consideramos el punto de inflexión a 2.00 Mts de A.

Punto de inflexión cerca del apoyo B.

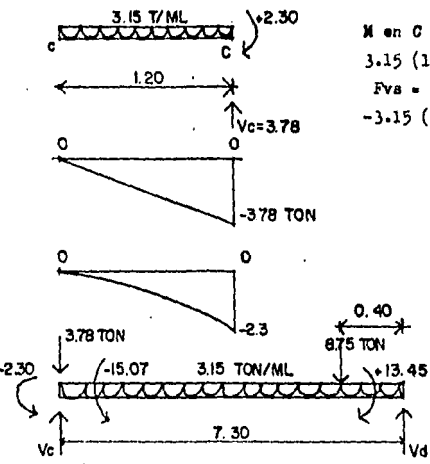
M en B - Valor M a 0.40 - Valor M a $X = 0$, $X + 0.40$, distancia del punto de inflexión. Por tanteos determinamos un valor para $X = 1.00$, por lo que el punto se localiza a 1.40 Mts a la izquierda de B.



Columnas del 1er. nivel.



Trabes de entrepiso ler. nivel



M en C = 0
 $3.15 (1.20) (0.60) + 2.30 = 0$
 $Fva = 0$
 $-3.15 (1.20) + Vc = 0 \quad Vc = 3.78 \text{ ton.}$

$\sum M_o \text{ en } C = 0$
 $-2.30 - 15.07 + 3.15 (7.30) (3.65) + 8.75 (6.90) + 13.45 - Vd \cdot (7.30) = 0$
 $-2.30 - 15.07 + 84.0 + 60.4 + 13.45 = Vd = \frac{140.48}{7.30} = 19.46 \text{ ton.}$

$\sum Fva = 0$
 $-3.78 - 3.15 (7.30) - 8.75 + Vc + Vd = 0$
 $-3.78 - 23.0 - 8.75 + 19.46 = -Vc \quad Vc = 16.07 \text{ ton.}$

FALLA DE ORIGEN

Diagrama de cortante.

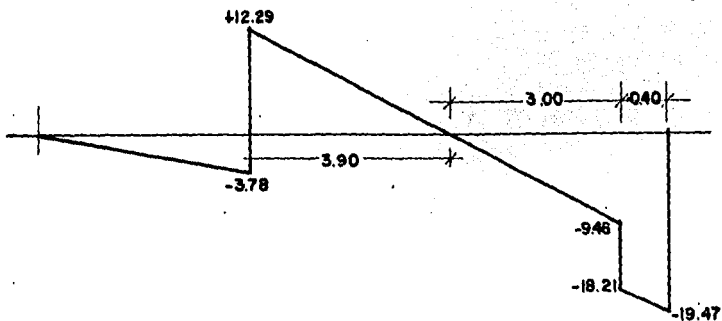
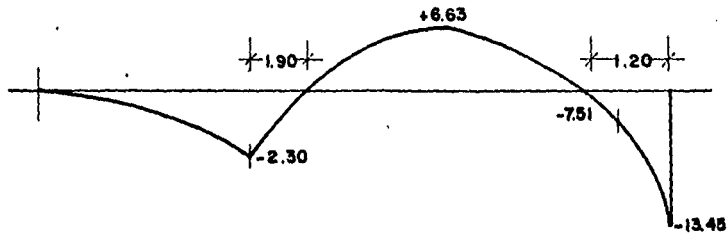


DIAGRAMA DE MOMENTOS PARA TRABES DE ENTREPISO; 1er NIVEL



CALCULO PUNTOS DE INFLFLEXION 1er NIVEL .

Punto cercano a C.

M. en C - M en $X = 0$. X, es la distancia del punto de inflexión a la derecha de C. El punto se localizó a 1.90 Mts.

Punto cercano a D.

M en D - M a 0.40 - M en $XI = 0$, $XI + 0.40$, distancia del punto de inflexión. Punto localizado a 1.20 Mts a la izquierda de D.

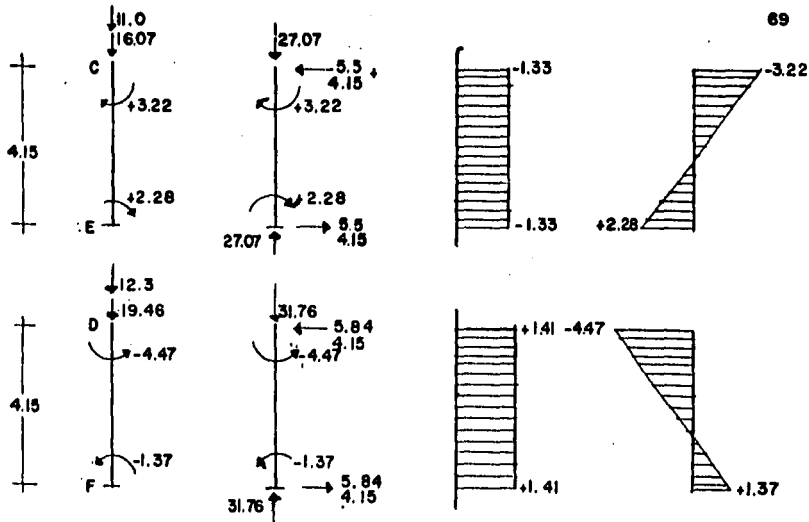
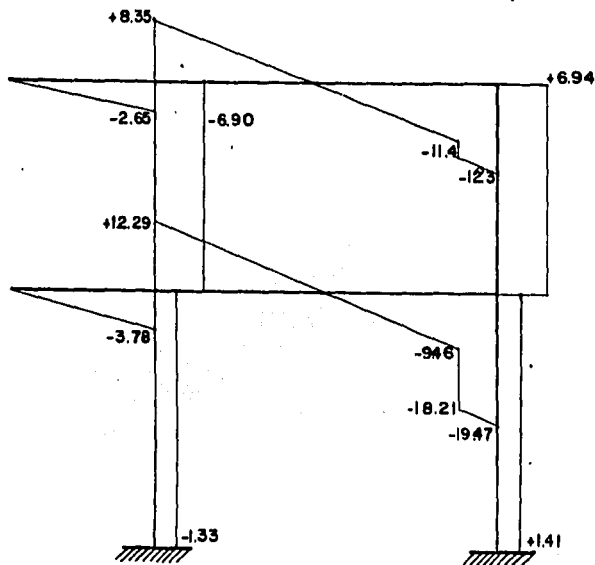
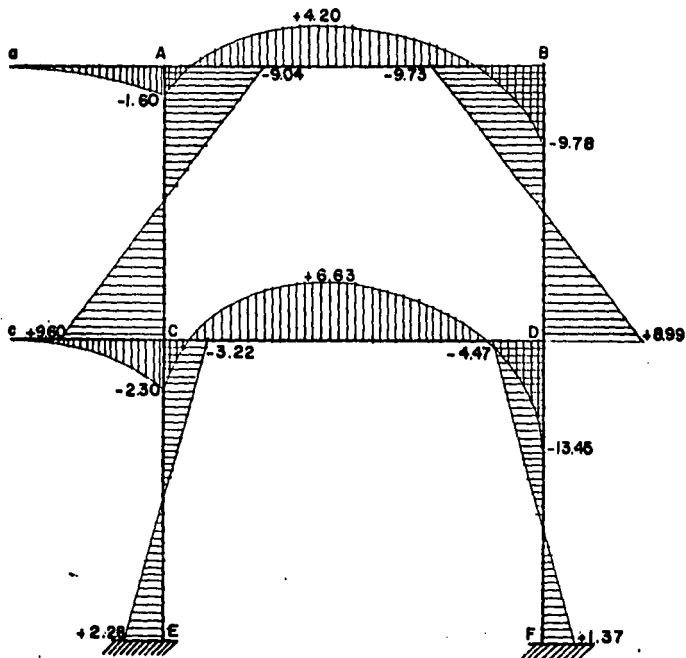


DIAGRAMA TOTAL EN EL MARCO; CORTANTES



Escala de Origen

DIAGRAMA TOTAL EN EL MARCO; MOMENTOS



e-) Cálculo de las vigas continuas (trabes longitudinales, Método de Cross)

Trabes de azotea.

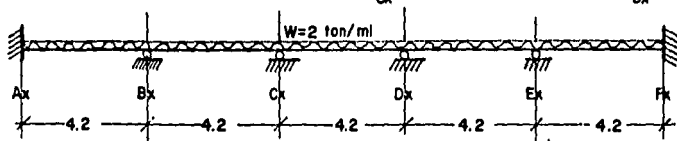
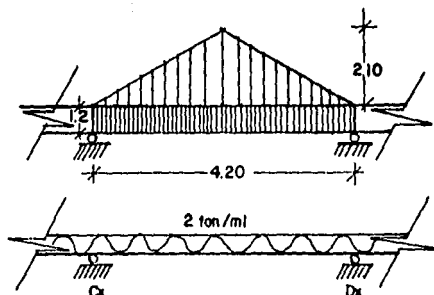
Por la distribución arquitectónica, se calcularán las vigas de la siguiente manera; trabe continua localizada en el eje 2y desde el eje Ax al Fx., en el eje 1y' se tomará una viga continua de Ax a Dx., por el mismo eje entre Ex y Fx se tomará una trabe de un solo claro con doble empotramiento y en el eje 1y" será una trabe de un solo claro doblemente empotrada.

Trabe eje 2y (azotea)

$$U = 675.0 \text{ Kg/M}^2$$

Áreas tributarias.

El triángulo de cargas es el tributo del entrepiso entre los ejes 2y y 1y. El rectángulo es el área del entrepiso del eje 2y hacia afuera.



$$\text{Momentos de empotramiento perfecto.} = \frac{WL^2}{12}$$

$$- KAB = + 2.0 \frac{(4.20)^2}{12} = 2.94 \text{ ton-mt.} = + MBA$$

$$- NBC = + 2.94 \text{ ton-mt.} = + MCB$$

$$- NCD = + 2.94 \text{ ton-mt.} = + MDC$$

Momentos externos.

$$- MDE = + 2.94 \text{ ton-mt.} = + MED$$

$$- MEF = + 2.94 \text{ ton-mt.} = + MFE$$

$$F.D. (B-A) = BA$$

$$\frac{BA + 5C}{1+1} = \frac{1}{1+1} = 1/2 = 0.5$$

0	0.5 0.5	0.5 0.5	0.5 0.5	0.5 0.5	0
-2.94	+2.94 -2.94	+2.94 -2.94	+2.94 -2.94	+2.94 -2.94	+2.94

FACTORES DE DISTRIBUCION

FALLA DE ORIGEN

-2.94	+2.94	-2.94	+2.94	-2.94	+2.94	-2.94	+2.94	-2.94	+2.94
+2.94	→ 1.47	-0.73	-0.73	-0.37	-0.09	+0.37	+0.73	+0.73	← 2.94
0		3.08	-3.07	+0.23	+0.23	-0.18	-0.18	+3.07	-3.07
-0.37			+0.12	+2.80	-2.80	+2.76	-2.76		+0.37
-0.03	-0.03	-0.06		0.03	-0.03	+0.12			
	-0.03	+0.03		+0.03	+0.03	-0.00	-0.00	0.03	
				0	0	+0.00	-0.00	+0.01	+0.01
								-0.01	+0.01

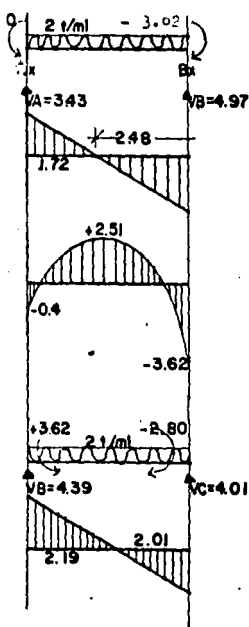
Momentos totales externos.

-0.40	+3.62	-3.62	+2.80	-2.80	+2.82	-2.82	+3.65	-3.65	+0.39
-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

Momentos totales internos.

+0.40	-3.62	+3.62	-2.80	+2.80	-2.82	+2.82	-3.65	+3.65	-0.39
-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

Momentos centrales y cargas verticales.



$$\sum MA = 0 \quad 17.04$$

$$+ 0.40 - 2(4.20)(2.10) - 3.62 + VB(4.20) = 0$$

$$\underline{VB = 4.97 \text{ ton}}$$

$$\sum FVS = 0 \quad 2(4.20) - VA - VB = 0 \quad \underline{VA = 3.43 \text{ ton}}$$

$$\sum MC = 0$$

$$+ 3.62 + 2(4.2)(2.1) + -VB(4.2) - 2.80 = 0$$

$$\underline{VB = 4.39 \text{ ton}}$$

$$\sum FVS = 0 \quad -2(4.2) + VB + VC = 0$$

$$\underline{VC = 4.01 \text{ ton}}$$

$$\sum MD = 0$$

$$+ 2.80 + 2(4.2)(2.1) - VC(4.20) - 2.82 = 0$$

$$\underline{VC = 4.20 \text{ ton}}$$

Con resolver la mitad de la viga, podemos determinar la otra parte ya que cortantes y momentos son simétricos.

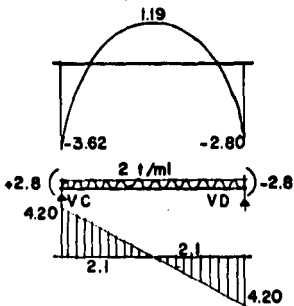


DIAGRAMA DE CORTANTES

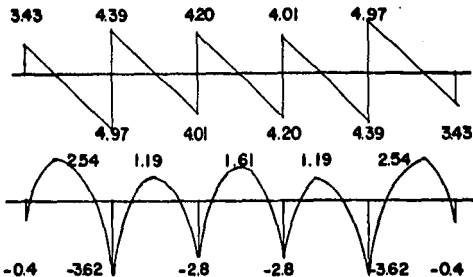


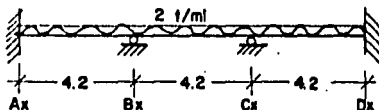
Diagrama de momento

Los puntos de inflexión, los determinamos de igual forma que como se determinaron en el marco.

Trabe eje 1 y' entre Ax y Dx. (azotea)

$$U = 0.75 \cdot 0 \text{ Kg/m}^2$$

Consideraremos el área tributaria por claro, igual que en el caso anterior, para éste caso sería un poco menor, pero como la diferencia es mínima adoptamos la calculada. El proceso de balanceo en el Método de Cross, se omitirá.



$$M.E.P. = \frac{Wl^2}{12}$$



$\frac{Wl^2}{L}$ Constante Momentos externos

- $M_{AB} + M_{BA} = 2.94 \text{ ton-mt.}$
- $M_{BC} + M_{CB} = 2.94 \text{ ton-mt.}$
- $M_{CD} + M_{DC} = 2.94 \text{ ton-mt.}$

Factores de distribución.

0	0.5	0.5	0.5	0.5	0
-2.94	+2.94	-2.94	+2.94	-2.94	+2.94

DIAGRAMA DE CORTANTES

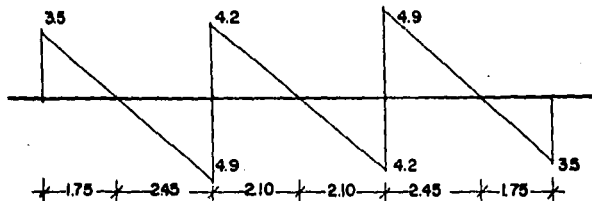
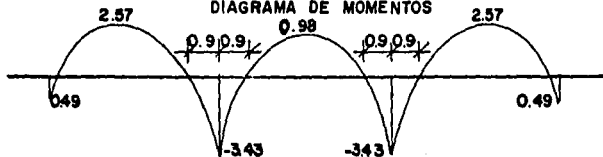
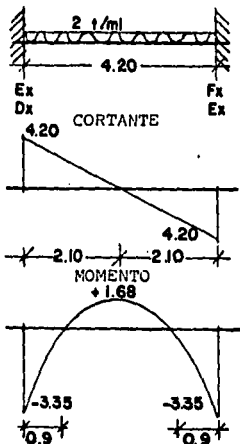


DIAGRAMA DE MOMENTOS



- Trabes: a) Eje Iy' entre Ex y Fx (azotea)
 b) Eje Iy'' entre Dx y Ex (azotea)

Estas dos trabes tienen igual claro, pero en las cargas hay una diferencia mínima. Se calcularán con cargas iguales asumiendo la carga mayor de ellas.



Para este cálculo nos ayudamos de los manuales de fórmulas de cálculo.

$$V = \frac{WL}{2} = 2 \frac{(4.2)}{2} = 4.20 \text{ ton.}$$

$$M \text{ max en apoyos} = \frac{WL^2}{12}$$

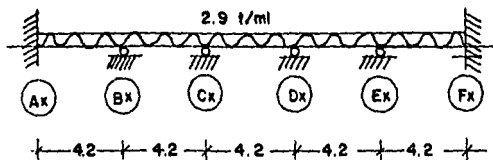
$$\text{Kto. en el centro} = \frac{WL^2}{24} = 1.68 \text{ ton-mt.}$$

Trabes del 1er nivel.

Debido al proyecto arquitectónico, las trabes longitudinales se calcularán de la siguiente manera; trabe continua en el eje 2y de Ax a Fx, trabe doblemente empotrada en el eje 1y" entre Dx y Ex, trabes en el eje 1y', una doblemente empotrada entre Ex y Fx y otra continua entre Ax y Dx, y por último viga empotrada en sus dos extremos entre Dx y Ex por el eje 1y".

Trabe eje 2y. (1er nivel)

La carga unitaria, $U = 990 \text{ Kg/m}^2$, en las áreas tributarias de ésta trabe son dan una carga uniformemente repartida de 2.90 ton/m. Se determinarán los momentos por el Método de Cross.



$\frac{EI}{C} = \text{const.}$
 + () -
 M. externos

DIAGRAMA DE CORTANTES

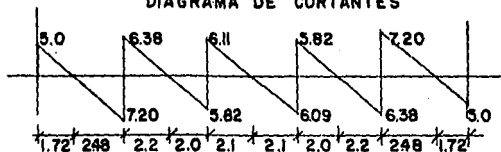
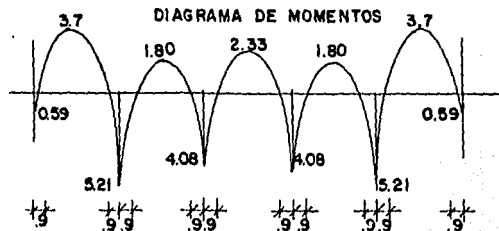


DIAGRAMA DE MOMENTOS



TRABE EJE 1Y' ENTRE Ax Y Dx; PRIMER NIVEL

$U=990 \text{ kg/m}^2$, carga uniformemente distribuida = 2.90 ton/ml.

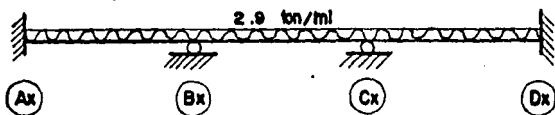


DIAGRAMA DE CORTANTES

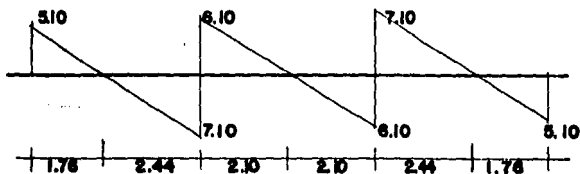
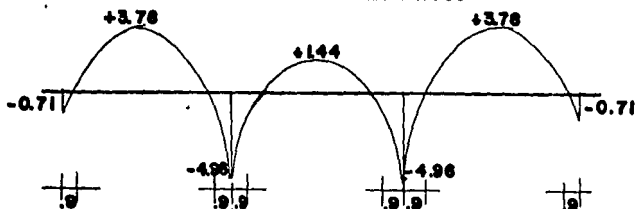


DIAGRAMA DE MOMENTOS



FALLA DE ORIGEN

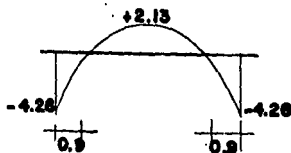
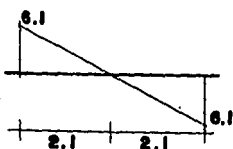
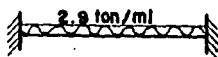
TRABES PRIMER NIVEL

EJE 1Y^{IV}, 1Y^{II} ENTRE Dx Y Ex

EJE 1Y^I ENTRE Ex Y Fx

$U=990 \text{ kg/m}^2$; $w/ml.= 2.98 \text{ ton/ml}$.

Para el cálculo nos ayudaremos -
de los manuales de formulas.



CAPITULO 4.- DISEÑO DE MARCOS TIPO (Diseño plástico)

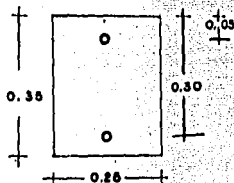
La manera como se desarrollará éste capítulo será haciendo un diseño detallado de una trabe y una columna. Decidí hacer ésto, por la similitud en todos los cálculos.

Diseño de las trabes.- Se tomó trabe BA.

El proceso a seguir, es a base de tanteos variando las áreas de acero (tensión, compresión).

Datos: 1er. nivel.

Mext	= 9.80 ton-mt.	As	= 1 Ø 6 + 3Ø5 + 2Ø4 = 11.41 cm ²
b	= 0.25 mt.	As'	= 2 Ø 4 + 1Ø5 = 4.53 cm ²
d	= 0.30 mts	β	= fact. reduc. capacd.
fy	= 4200 kg/cm ²	e	= profund. prism. rectang. esf.
f'c	= 210 kg/cm ²	Mu	≥ Mext.



$$Mu = \beta [(As - As') \cdot fy (d - a/2) + As' \cdot fy (d - d')]]$$

$$a = (As - As') fy / 0.85 \cdot f'c \cdot b$$

ecuaciones del ACI 318-63, 16-3

$$\beta = 0.90 \text{ (coef. flexión) ACI-318-63-1504}$$

$$a = 7.60 (4200) / 0.85 (210) (25) = 7.0 \text{ cm}$$

$$Mu = 0.90 [(7.60)(4200)(30 - 3.50) + 3.81 (4200)(25)]$$

$$Mu = 0.90 (845,000 + 400,000) = 1,120,500 \text{ kg-cm}$$

$$Mu = 11.2 \text{ ton-mt} > 9.80 \text{ ton-mt.}$$

El siguiente paso es comprobar si la ecuación del Mu, es válida en éstas - circunstancias. En otras palabras se probará si el refuerzo de compresión está trabajando a la fatiga, fy, fatiga de fluencia. Con la ecuación ACI - 318-63, 15-4 se determina lo antes referido.

$$p - p' \geq 0.85 \text{ ki } \frac{f'c \times d'}{fy \times d} \quad \frac{6000}{6000 - fy.}$$

ESTA TESIS NO DEBE SALIR DE LA BIBLIOTECA

de donde:

$$p = \frac{As}{b \times d}$$

$k_1 = \text{fact. distrib. relacionado con los esfuerzos (0. plástico)}$

$$p' = \frac{As'}{b \times d}$$

$k_1 = 0.85$, cuando $f'c < 2800 \text{ kg/cm}^2$
 $\therefore 0.015 - 0.005 \gg 0.35(0.75) \frac{210(51)}{4200(3)} \frac{6000}{5000-4200}$

$$p = \frac{11.41}{25(30)} = 0.0152 \quad 0.009 \gg 0.72 (0.0093) (7.33)$$

$$p' = \frac{4.53}{25(30)} = 0.0063 \quad 0.001 < 0.017$$

FALLA DE ORIGEN

De acuerdo con los resultados anteriores, el momento último no puede ser calculados por la fórmula expuesta, puesto que se desprecia la fatiga del refuerzo a la compresión; la fórmula que usaremos para conocer el momento último será la fórmula para una trabe rectangular con refuerzo de tensión únicamente. Se pondrán varillas en el lado de compresión para poder armar los cortos rectangulares.

Fórmula para vigas rectangulares con refuerzo de tensión únicamente

$$M_u = \rho \left[\frac{1}{2} \times f_y (d-a/2) \right] \quad \text{ACI 318-63, 16-1}$$

$$\rho = \frac{As}{b \times d} = \frac{As}{b \times d} \quad b = 25 \text{ cm}$$

$$a = \frac{11.41 (4200)}{0.85(210)(25)} = 10.4 \text{ cm}$$

$$M_u = 0.90 \left[\frac{1}{2} \times 11.41 (4200) (30-5.2) \right] = 1070,000 \text{ kg/cm} > M_{ext.}$$

Ahora se probará si con la fórmula aplicada, la condición de falla es balanceada.

$$p \leq 0.75 \cdot \frac{0.85 k_1 f'c}{f_y} \times \frac{6000}{6000+f_y} \quad \text{ACI 318-63-16-2}$$

$p \leq 0.75$ (pb) $0.015 < 0.016$ La fórmula fué aplicada debidamente. De acuerdo con la secuencia, es recomendable variarla, empezando por ratificar el uso adecuado de las fórmulas.

Diseño de cortante.

Determinados los diagramas de cortantes, se calcula la capacidad al cortante de la trabe sin refuerzo, se comparan valores, si el cortante debido a las cargas externas es mayor que la capacidad de la trabe sin refuerzo, entonces la diferencia es la cantidad que se observará con el refuerzo.

$$V_c = 0.50 \phi \sqrt{f'_c}$$

$$A_v = \frac{V_u' \times S}{\phi \times f_y \times d}$$

V_c = esf. cortante que toma el concreto.

ϕ = fact. reduc. capacid.

A_v = área total ref. del alma, medida dist. "S" direc. plla. al ref. long.

V_u' = fza. cort. tot. max. toma el refuerzo

El termino A_v , se determina por medio de tanteos modificando, "S" (supuesto)

$$V_c = 6.15 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_g = \text{área tot. sección } b \times d = 30 \times 25 = 750.0 \text{ cm}^2$$

V_c = fza. tot. que toma el concreto = $V_c \times A_g$ (signo personal)

$V = 12.3$ ton. (dato)

$$V \leq V_c + V_u' \quad \therefore \quad V_u' = V - V_c$$

$$V_c = 6.15 (750.0) = 4610.0 \text{ kgs.} \quad V_u' = 12.3 - 461 = 7.69 \text{ ton.}$$

Para iniciar los tanteos supondremos una "S" de 5.0 cm.

$$A_v = \frac{7.69 (5)}{0.70 (4200) (30)} = 0.43 \text{ cm}^2 \quad \therefore \text{ entonces colocanco estribos de } \phi 2.5'' \text{ ----}$$

(0.49 cm²) a cada 5 cms ampliamente reforza -
mos el alma.

Generalmente los diagramas de cortantes disminuyen conforme se acercan al -- centro del claro, abviamente el refuerzo se debe variar, hablando teórica -- mente. Lo recomendable es variar el espaciamiento de los estribos y conservar el mismo diámetro. Todo esto obedece a la economía, factor primordial en la construcción. Una recomendación personal acerca del diseño es conservar la - uniformidad, (despreciando el poco sobre esfuerzo). Esto redit'a grandes resultados económicos, mejores que los del ahorro dado por cálculos poco prácticos.

Diseño por adherencia.

El diseño por adherencia está regido por la fórmula: $U_u = \frac{V_u}{\phi \times \sum p \times d}$

(ACI 318-63- 18-1)

de donde,

U_u = esfuerzo máximo de adherencia (externo)

V_u = fuerza cortante total máxima

ϕ = factor de reducción de capacidad (0.85)

$\sum p$ = suma de los perímetros de todas las barras efectivas que cruzan la --- sección en la tensión, si son de! mismo diámetro. Para diversos tamaños

sustitúyase por $4 A_s/D$, donde A_s , es el área total del acero y D , es el diámetro de la varilla mayor.

j = relación entre la distancia del centroide de compresión al centroide de tensión y el peralte d .

d = distancia de la fib. extrema compr. al centroide de refuerzo de tensión.

$$j = \frac{d-a/2}{d}, \text{ substituyendo, } U_u = \frac{V_u}{\phi \times \sum A_s \times \frac{(d-a/2)}{j} \times d}$$

$$\text{nos queda que, } U_u = \frac{V_u}{\phi \times \sum A_s (d-a/2)} \quad \text{Y, } \sum A_s = \frac{V_u}{U_u}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b} = \frac{11.41 (4200)}{0.85 (210) (25)} = \frac{47900}{4650} = 10.4 \text{ cm}$$

$$U_u = \frac{7690.0 \times 1.91}{0.85(4)11.41(30-5.0)} = 15.1 \text{ kg/cm}^2$$

La adherencia de concreto se determinará por la fórmula, $4.5 \frac{\sqrt{f'_c}}{D}$, para varillas superiores y no mayor de 40 kg/cm^2 .

$$4.5 \frac{\sqrt{210}}{1.91} = 34.15 \text{ kg/cm}^2, \text{ por lo tanto } U_u < 34.15 \text{ kg/cm}^2, \text{ De ahí que el dise}$$

ño por adherencia es aceptable.

Es conveniente cuando se están diseñando trabes en donde hay momentos positivos y negativos, usar el mismo diámetro de varilla, si es posible, para facilitar el armado de la trabe, de otra manera tendríamos una gran variedad de diámetros y longitudes; una vez más la similitud y uniformidad en el diseño dan gran economía.

PDADE	TRAN. SENT.	SECCION	As	As'	D S T	ESP. ADHERENCIA	
						ACERT.	NO ACERT.
B A	---	0.25 x 0.35	1Ø5, 2Ø5, 2Ø4	2Ø4, 1Ø5	Ø 2.5 a 5cm		
A-B	---	" "	1Ø5, 2Ø5, 2Ø4	2Ø4, 1Ø5	Ø 2.5 a 8 "	si	
A-B	si	" "	2Ø5, 2Ø4	2Ø4, 1Ø5	Ø 2.5 a 20 "	si	
A-B	---	" "	2 Ø 4	2 Ø 4	Ø 2.5 a 8 "	si	
CC	---	0.25 x 0.50	5Ø6	3 Ø 6	Ø 2.5 a 5 "	si	
CD	---	" "	5Ø6, 1Ø9	3 Ø 6	Ø 2.5 a 8 "	si	
C-D	si	" "	5 Ø 6	3 Ø 6	Ø 2.5 a 20 "	si	
C-E	---	" "	5Ø6, 1Ø9	3 Ø 6	Ø 2.5 a 20 "	si	

Diseño de columnas.- En nuestro caso particular tenemos un marco rígido de ahí que las columnas están sometidas a cargas verticales y momentos flexionantes. Con relación a éstos dos factores se hace cualquier diseño de columnas, determinando si la falla del elemento se debe a tensión o compresión, comparando; e , eb , pb , y pu

falla por compresión, $pu > pb$ y $eb > e$

falla por tensión $pu < pb$ y $eb < e$

de donde:

P_u = capacidad de carga axial bajo carga axial y momento.

P_b = capacidad de carga axial cuando se aplasta el concreto o simultáneamente con el principio de fluencia del acero a tensión (condiciones balanceadas)

e = excentricidad de la carga axial en el extremo del miembro, medida desde el centroide plástico de la sección, calculada por métodos convencionales de análisis de marcos.

eb = excentricidad de la carga P_b , medida desde el centroide plástico de la sección.

Con lo antes referido se iniciará el diseño de las columnas, tomando un elemento del 1er. nivel.

Datos:

$$M_u = - 9.75 \text{ ton-mt}$$

$$P_u = 12.5 \text{ ton}$$

$$b = 0.25 \text{ mt}$$

$$t = 0.50 \text{ mt}$$

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

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = 4 \text{ } \varnothing 5 + 2 \text{ } \varnothing 6 = 13.74 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = 4 \text{ } \varnothing 5 = 8.0 \text{ cm}^2$$

Se determinan las causas de la falla, compresión o tensión.

$$eb = (0.20 + 0.77 \text{ p.m.}) t$$

$$p = A_s / bd ; m = f_y / 0.85 \times f'_c$$

$$p = \frac{13.74}{25(50)} = 0.011 \quad m = \frac{4200}{0.85(210)} = 23.5$$

$$eb = [0.20 + 0.77(0.011)(23.5)] 0.50 = (0.20 + 0.20) 0.50 = 0.20 \text{ mt}$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{9.75 \text{ ton-mt}}{12.5 \text{ ton}} = 0.78 \text{ mt.}, \text{ entonces si}$$

$e > e_b, p_b$, será mayor que P_u , por lo que éste elemento se controlará por tensión.

Fórmula para el cálculo del momento resistente en condiciones balanceadas.

$$M_b = P_b \times e_b = \phi \left[0.85 \times f'_c \times b \times a_b (1 - d'' - \frac{a_b}{2}) + A_s \times f_y (d - d'' - \frac{a_b}{2}) \right] \quad \text{ACI 318-63 (10-3)}$$

Ecuaciones válidas para la condición $a < t$ refuerzo en una o dos caras paralelas al eje de flexión y todo el refuerzo en cualquier cara se localice a la misma distancia del eje de flexión.

M_b = capacidad por momento cuando el concreto se aplasta simultáneamente con el principio de la fluencia del acero de tensión (condiciones balanceadas)

a_b = profundidad del prisma rectangular de esfuerzos equivalentes para condiciones balanceadas = $R_1 \times C_b$,

d'' = distancia del centroide plástico al centroide de refuerzo de tensión-

$$a_b = R_1 \times C_b \quad R_1 = 0.85, \quad C_b = \frac{d (6000)}{6000 + f_y} = \frac{45 (6000)}{10200} = 26.4$$

$$a_b = 0.85 (26.4) = 22.4 \text{ cm.}$$

$$M_b = 0.70 \left[0.85 (210) (45) (27.3) (45 - 33.8 - 11.2) + 8.0 (4200) (54 - 5 - 34) + 11.74 (4200) (33.8) \right] = 1,497,000 \text{ kg-cm.}$$

El momento resistente del elemento, ampliamente contrarresta al momento externo.

Diseño al cortante

Para realizar éste análisis se hacen las mismas consideraciones que en el caso de una trabd.

Datos.

$$V = 6.9 \text{ ton}$$

$$V_c = 0.50 \phi \sqrt{f'_c} = 0.50 (0.85) \sqrt{210} = 6.15 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_c = V_c \times A_g = 6.15 (45)(25) = 6.92 \text{ Ton.}$$

$V > V_c$, entonces se pondrá el mínimo refuerzo en el alma, el de especificación, $\phi 2.5$ " y el máximo espaciamiento, $d/2$; así que tenemos estribos $\phi 2.5$ " espaciados 23 cm. uno del otro.

FALLA DE ORIGEN

Se hará otro diseño en el que la falla del elemento sea por compresión.

Datos:

$$\begin{aligned} M_{ext.} &= -4.47 \text{ ton mt.} \\ P_u &= 28.5 \text{ ton.} \\ b &= 0.25 \text{ mt.} \\ t &= 0.50 \text{ mt.} \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ f'_c &= 210 \text{ kg/cm}^2 \\ A'_s &= 4\phi 5 = 9.0 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Se probará si la falla es por compresión como se había supuesto.

$$e_b = (0.20 + 0.77 p.m.) t \quad p = 8.0/1250 = 0.006$$

$$m = 4200/0.85 (210) = 23.5$$

$$e_b = [0.20 + 0.77 (0.006) (23.5)] 0.50 = 0.16 \text{ mt.}$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{4.47 \text{ ton-mt}}{28.5} = 0.15 \text{ mt entonces}$$

$e_b > e$ y p_u mayor que p_b , por lo que la falla se producirá por compresión

Fórmula para determinar p_u , usando refuerzo simétrico en capas sencillas paralelas al eje de flexión.

$$P_u = \phi \left[\frac{A'_s f_y}{d-d'} + 0.5 \quad + \quad \frac{b \cdot t \cdot f'_c}{(3 \cdot t \cdot e / d^2) + 1.13} \right] \quad 19-10$$

Todas las literales y factores están explicados

$$P_u = 0.70 \left[\frac{8.0 (4200)}{15 + 0.5} + \frac{25(50)(210)}{(15)^2 + 1.13} \right]$$

$$P_u = 0.70 \left[\frac{33600}{0.85} + \frac{262250}{1.13 + 1.1} \right] = 0.70 (39,200 + 114,500)$$

$$P_u = 105.89 \text{ ton.}$$

Se comprobará la reducción de resistencia debida a la longitud del miembro.

La fórmula que recomienda el ACI 318-63 para miembros donde se evita el desplazamiento lateral relativo de los extremos y éstos están fijos o definitiva

mente restringidos de tal manera que un punto de inflexión quedará en los --
dichos extremos y cuando h/r exceda de 60, pero entre 60 y 100; se usará el--
factor siguiente:

$$R = 1.32 - 0.006 h/r \leq 1.0 \quad 9.2.$$

$$\frac{h}{r} = 0.30 (t) \quad , \quad \frac{h}{0.30} (t) = \frac{1.15}{0.30(0.50)}$$

$\frac{4.15}{0.15} = 27.7 < 60$, entonces no se hace reducción por la longitud .

El mínimo refuerzo en columnas por especificación del ACT 318 - 63 , para --
columnas con estribos es de 4 varillas. La varilla menor por usar es la ---
No. 5.

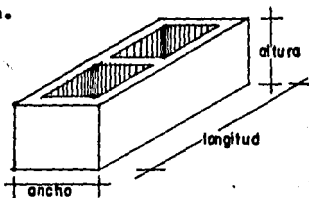
La conclusión de lo anterior es que el cálculo está regido por las especifica--
ciones, aún cuando los cálculos nos determinen mayor capacidad.

Obviamente el diseño de los estribos está restringido por las especificacio--
nes ($d/2$ y $\phi 2.5$). La adherencia, por medio de las comparaciones con los di--
seños realizados resulta ser satisfactoria.

COLUMNA	ESTRIBO		SECCION	As	As'	LARGO	EST. DEBERIA	
	C. MIN.	POSICION					ACERT.	CONDIC.
AC	---	SI	0.25x0.50	1#5, 2#6	1#5	#2.5, 23cm	SI	----
AD	---	SI	0.25x0.50	1#5, 2#6	1#5	" " "	SI	----
AE	SI	---	0.25x0.50	-----	1#5	" " "	SI	----
AF	SI	---	0.50x0.50	-----	1#5	" " "	SI	----

Capítulo 5.- CALCULO Y DISEÑO DE CUBIERTAS (LOSAS ALIGERADAS)

Debido a la uniformidad en los ejes de columnas y trabes y para tener una mejor distribución de las cargas se decidió hacer las losas continuas en todos sus lados. El aligerar las losas se debió a la economía y motivos arquitectónicos comentados en el capítulo 11. Las losas, estructuralmente hablando, trabajarán en dos direcciones para distribuir mejor las cargas y consiguientemente los esfuerzos. Las cubiertas se harán a base de vigas "T" en ambas direcciones. El aligerador usado, serán tabiques ó bloques huecos de jal prensado; dimensión que se describe en la figura -- anexa.



Altura.-	-----	0.15 mts
Entrepiso.-	-----	0.20 mts
Ancho.-	-----	0.20 mts
Longitud.-	-----	0.40 mts

Los cálculos de las cubiertas se basarán en los estudios del Dr. H. H. Westergaard, principalmente sus coeficientes ya que estos facilitan el procedimiento, debido a que las losas perimetrales son los elementos estructurales con más alto índice de hiperstaticidad.

El cálculo y diseño de las cubiertas se reducirá a dos casos; losas de azotea y de entrepiso (1er. nivel)

LOSAS DE AZOTEA

Datos:	$s = 4.20$ mts. claro corto	(a centro de apoyo)
	$L = 7.30$ mts. claro largo	(a centro de apoyo)
	$f'c = 210$ Kg/cm ²	$Fy = 4200$ Kg/cm ²
	$Wt = 680$ Kg/m ²	(Determinad. en ep. III)

Solución

$$\text{Producto } WS^2 = 680 (4.2)^2 \therefore \times 0.47 = 5638 \text{ Kg.-mt.}$$

Valor correspondiente de una franja de 0.47 mts.

$$m = \frac{S}{L}, m = \frac{4.20 \text{ mts.}}{7.30 \text{ mts.}} = 0.576, \text{ haciendo uso de la siguiente tabla.}$$

se determinan los coeficientes para los momentos positivos y negativos. -
Debido al valor de la relación hay necesidad de interpolar.

Tabla.- Coeficiente de momento flexionante en losas perimetrales.

Momentos	Claro corto						Claro largo
	Valores de m.						Todos los valores de m.
	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	
Caso 1.- Tableros anteriores							
Momt. negativo (Lado Continuo / Lado discontinuo)	0.033	0.040	0.048	0.055	0.063	0.083	0.033
Momt. positivo (en el centro del claro)	0.025	0.030	0.036	0.041	0.047	0.067	0.025

Los resultados de la tabla anterior, se anotan en otra tabla para determinar los momentos.

Concepto	Claro corto	Claro largo
Coefficientes en los apoyos	0.069	0.033
Momentos en los apoyos	M = 0.069 x 5638 M = 389 Kg-m.	M = 0.033 x 5638 M = 186 Kg-m.
Momentos en el centro del claro	M = 0.052 x 5638 M = 293 Kg-m.	M = 0.025 x 5638 M = 141 Kg-m.
Coefficientes en el centro del claro	0.052	0.025

Puntos de inflexión

Los puntos de inflexión se localizan a 1/5 del claro más la distancia que resulte mayor entre S/6 y d (peralte).

P. I. Claro corto

$$S/5, \frac{4.20 \text{ mts.}}{5} = 0.84 \text{ mts.}$$

$$\frac{4.20}{16} = 0.26 \text{ mt} \quad \rangle \quad d = 0.25 \text{ mt, entonces punto de inflexión localizado a - -$$

$$0.84 + 0.26 = 1.10 \text{ mts.}$$

P. I. Claro largo

$$L/5, \frac{7.30 \text{ mts.}}{5} = 1.46 \text{ mts.}$$

$$\frac{7.30}{16} = 0.45 \text{ mts.} \quad \rangle \quad d = 0.25; \text{ localización del punto de inflexión a - - - -}$$

$$1.46 + 0.45 = 1.91 \text{ mts.}$$

Diseño viga o nervadura centro del claro, claro corto.

Datos:

$$\text{Mext} = 29300 \text{ Kg-cm}$$

$$A_s = 1 \# 3$$

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b = 0.47 \text{ mts.}$$

$$f_y = 4,200 \cdot \text{Kg/cm}^2$$

Comprobación del ancho del patín (b)

$$1.- \text{ Ancho patín } b < 1/4$$

$$2.- \text{ Ancho mitad patín } < 8 \text{ veces espesor losa}$$

$$3.- \text{ Ancho mitad patín } < 1/2 \text{ distanc. libre viga siguiente}$$

$$\frac{4.20}{4} = 1.05 \quad \rangle \quad b = 0.47 \text{ mts.}$$

$$8 \times 0.235 = 1.88 \quad \rangle \quad 1/2 b = 1/2 \cdot 0.47 = 0.235 \text{ mts.}$$

$$1/2 \times 0.47 = 0.235 \quad \rangle \quad 1/2 \cdot 0.47 = 0.235 \text{ mts.}$$

Los resultados anteriores indican que la suposición de "b" es aceptable.

Selección de la formula

Si el espesor del patín (t) es igual o mayor que la profundidad del eje - - neutro, $1.18 \times q \times d/k_1$, la sección podrá diseñarse por la formula,

$$Mu = \phi [As \times fy (d \cdot a/2)] - - - - - 16-1, ACI-318-63$$

$$\frac{1.18 \times q \times d}{k_s} \leq 7 \text{ cm.}$$

$$q = \frac{0.56 (4200)}{47(17.5)(210)} = 0.013$$

$$\frac{1.18 (0.013)(17.5)}{0.85} = 0.39 < 7 \text{ cm.}$$

$$q = \frac{As \cdot fy}{b \times d \times f'c}, As = 1 \phi, 3$$

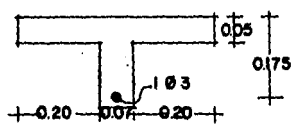
$$k_1 = 0.85, \text{ si } f'c < 280 \text{ Kg/cm}^2$$

d = distnc. fibra extrema compr. al centroide de f'fzo. de tensión.

b = ancho cara compr. miemb. sujeto tensión.

Entonces la formula propuesta es la adecuada para el diseño.

Diseño de la nervadura



$$Mu = \phi [As \times fy (d-a/2)]$$

$$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \times f'c \times b} = \frac{0.56 (4200)}{0.85(210)(47)} = 0.28 \text{ cm.}$$

$$Mu = 0.9 [0.56(4200)(17.5 - 0.28/2)]$$

$Mu = 0.9 \cdot 0.56 (4200) (17.36) = 36,747.6$, entonces $Mu > H. \text{ ext.} = 29300.0 \text{ Kg-cm}$; por lo tanto las suposiciones son aceptables.

Diseño de viga o nervadura en apoyo claro corto.

Sin tomar en cuenta restricciones para el uso adecuado de las formulas - - - la sección de viga "T" en éste caso es descartada debido a que el momento - - en los apoyos produce tensiones en las fibras superiores, y nuestra sección- - útil de la viga se reduce a un rectángulo, además de que el area sujeta a - - compresión es la parte inferior de la nervadura (un rectángulo).

- Datos:
- $M_{ext} = 38900 \text{ Kg-cm}$
 - $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 - $fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 - $As = 2 \phi 2.5 = 0.76 \text{ cm}^2$
 - $b = 0.47 \text{ mts.}$

Selección de la fórmula

Si $t \gg \frac{1.18 \times \eta \times d}{k_1}$ se usará $M_u = \phi \left[A_s \cdot f_y (d-a/2) \right]$

$$\eta = \frac{A_s \times f_y}{b \cdot d \times f'c} = \frac{0.76 (4200)}{7(17.5)(210)} = 0.12 \quad 1.18 \frac{0.12}{0.85} (17.5) = 2.9 < t=7;$$

entonces la fórmula propuesta es aceptable.

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \times f'c \times b} = \frac{0.76 (4200)}{0.85 \times 210 \times 7} = 2.6 \text{ cm.}$$

$$M_u = 0.9 \left[0.76 (4200) (17.5 - 2.6/2) \right] = 46,539.4 \text{ Kg-cm.}$$

$$M_u = 46,539.4 \text{ Kg-cm} > M_{ext} = 38900 \text{ Kg-cm, secciones propuestas aceptadas.}$$

Los diseños para el claro largo, se omitirán debido a que son idénticos - que los anteriores; únicamente se anotarán los resultados.

Comprobación por cortante.

El valor del cortante para el claro corto y largo está regido por la expresión $V = \frac{w_s l}{2}$ donde w_s es la carga total uniformemente repartida que actúa en la losa.

$$w_s = 680 \text{ Kg/m}^2 (0.47) = 319.6 \text{ Kg/ml} \quad s = 4.2 \text{ mts.}$$

$$V = 671.2 \text{ Kgs.} \quad v_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{671.2}{7 \times 17.5} = 5.47 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{cortante externo})$$

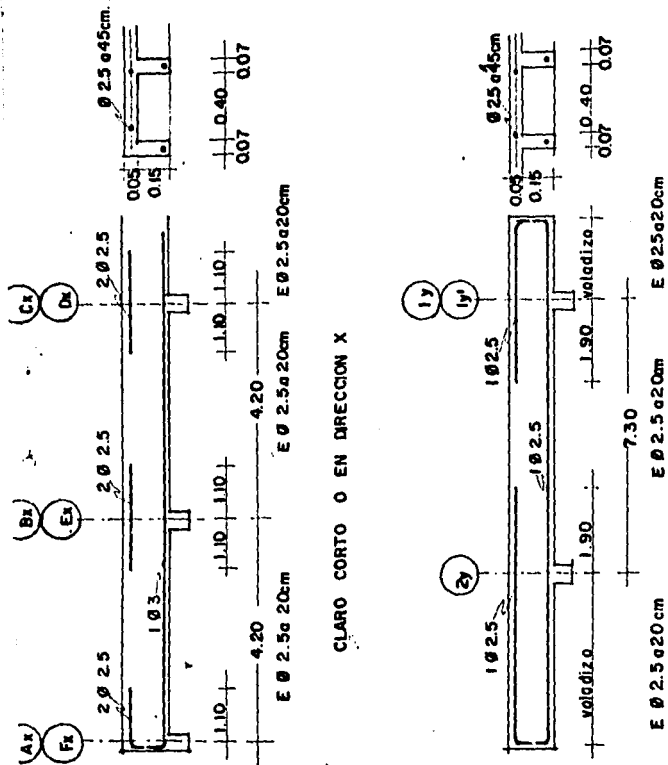
$$v_c = 0.5 (\phi) \sqrt{f'c} = \text{cortante del concreto} \quad \text{-ACI-318-63}$$

$v_c = 0.5 (0.85) \sqrt{210} = 6.08 \text{ Kg/cm}^2 > v_u$, entonces solo se pondrá el mínimo refuerzo por especificación, estribos $\phi 2.5$ a 20 cm. (el peralte).

Refuerzo para temperatura.

El ACI-318-63 en su sección 807 recomienda para este caso refuerzo mínimo, $\phi 2.5$, $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ y espaciamiento máximo 45 cm, perpendicular al refuerzo principal.

Croquis de los armados para nervaduras, franjas centrales.

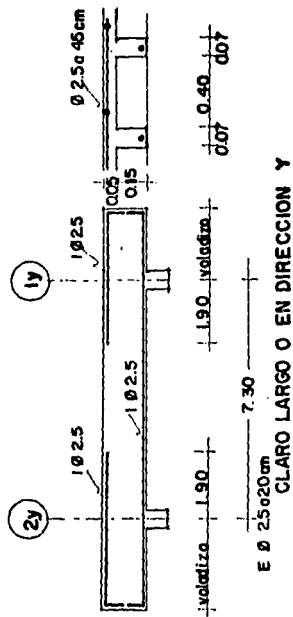
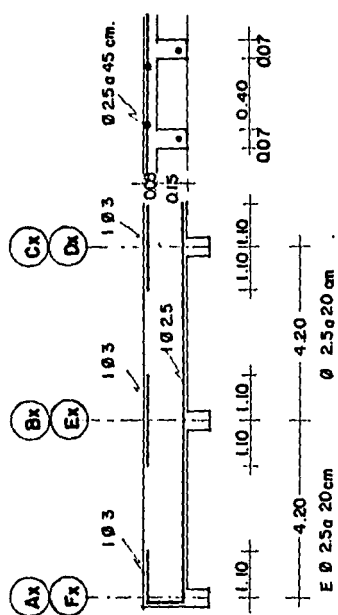


CLARO CORTO O EN DIRECCION X

CLARO LARGO O EN DIRECCION Y

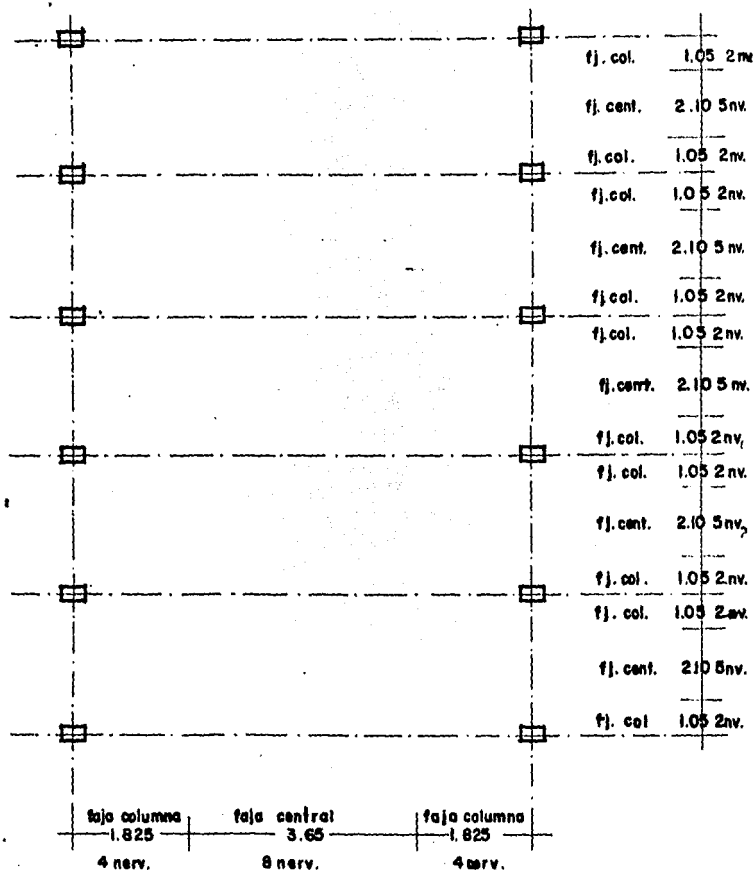
Una vez calculadas las franjas centrales, queda por determinar las franjas de columnas. Como el espaciamento entre nervaduras va a permanecer constante, lo que variará será el área del acero. Su valor será el de las franjas centrales multiplicadas por 2/3, o sea la reciproca de 1.5; factor - - cuando unicamente se varia el espaciamento.

Croquis de los armados para nervaduras, franjas de columnas/



Croquis para localizar franjas; centrales y de columnas.

FALLA DE ORIGEN



El número de nervaduras y su espaciamiento se determina dándole un valor a la separación entre dichas nervaduras lo más cercano a 0.47 mts. Todos los diseños están un poco excedidos por lo que una separación un tanto mayor - (1 a 2 cm.) no afecta los miembros diseñados.

LOSA DE ENTREPISO (1er. nivel)

Datos: $S = 4.20$ mts., claro corto (a centro de apoyo)
 $L = 7.30$ mts., claro largo (a centro de apoyo)
 $f'c = 200$ Kg/cm² $f_y = 4200$ Kg/cm²
 $w_t = 990$ Kg/m² (determind. cap. III)

Solución

Producto, $WS^2 = 990 (4.2)^2 \times 0.47 = 8208$ Kg.-Mt.-

$$m = \frac{S}{L}, m = \frac{4.2 \text{ mts.}}{7.3 \text{ mts.}} = 0.576$$

Los coeficientes para los momentos son iguales que para las losas de azotea y se determinan de similar manera.

Tabla de momentos

Concepto	Claro corto	Claro largo
Coefficientes en los apoyos.	0.069	0.033
Momentos en los Apoyos	$M = -0.069 \times 8208$ $M = -566.4$ Kg-m	$M = -0.033 \times 8208$ $M = -271$ Kg-m
Coefficientes en centro claro	0.052	0.025
Momentos en el centro claro	$M = -0.052 \times 8208$ $M = 427$ Kg-m	$M = 0.025 \times 8208$ $M = 205$ Kg-mt.

Puntos de inflexión

P.I. Claro corto a 1.10 mts.

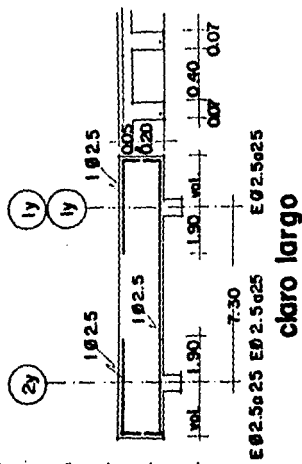
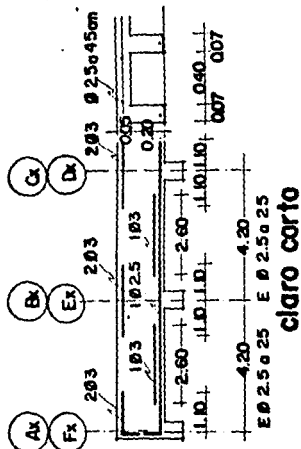
P.I. Claro largo a 1.90 mts.

Ambos calculados simillarmente que los de la cubierta para azotea.

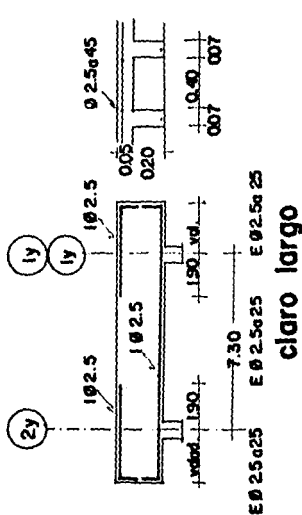
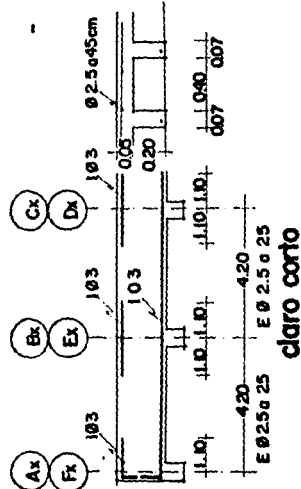
Diseños de nervaduras

Todos los casos, son identicos que los anteriores, por lo que se omiten.

Croquis de los armados para nervaduras, franjas continuas.



Croquis de los armados para nervaduras, franjas de columnas.



La distribución de las fajas es igual que en las losas de azotea.

FALLA DE ORIGEN

Capítulo 6.- SOLUCION, CALCULO Y DISEÑO DE CIMENTACION.

Solución

Con base a un estudio de mecánica de suelos hecho a la capa de material inerte, arena amarilla, sobre la cual se pretende cimentar la estructura, se le designó un esfuerzo unitario de 1.5 Kg/cm^2 . Con éste dato y la carga que llega a la cimentación, transmitida por las columnas, se puede tener idea a grandes rasgos del area de la zapata. Para nuestro caso, la superficie máxima -- por zapata no excederá de 4.0m^2 , según cálculos conservadores.

De acuerdo a la superficie para las zapatas y la distancia entre los ejes de columnas en ambos sentidos; no existe inconveniente para solucionar la cimentación por medio de zapatas aisladas rectangulares, en lo que se refiere a las columnas interiores no colindantes; la cimentación para las columnas colindantes, se tratara en otra forma.

La cimentación para las columnas colindantes ofrece un problema adicional; la excentricidad que produce la carga por no haber simetría en ambos lados de la zapata; esto se contraresta usualmente de dos formas: una, con una zapata larga y angosta aunque sufriendo un momento flexionante excesivo, y la otra, zapata con contratrabes o vigas conectoras, en el caso que la zapata más próxima no este muy alejada.

La función de la viga conectora o contratrabes es transmitir a la próxima columna el volteamiento, por la excentricidad de la zapata colindante, así mismo ésta zapata por sí sola produciría una muy mala distribución de presiones en el terreno, la viga conectora equilibra el momento de vuelco y las cargas y reacciones del suelo.

La contratrabes debe ser rígida para que trabaje bien, no debe recibir presión del suelo en ningún lugar, excepto para soportar su propio peso, esto se logra aflojando el terreno debajo del elemento; por todo lo antes referido el cálculo y diseño se reduce a dos casos: zapatas concéntricas y --

excentricas con contratrabe

FALLA DE UNGEN

Cálculo. (dimensiones)

a.- Zapata concentrica, eje 1y (nudo P)

Las "fuerzas externas" que son trasmitidas por las columnas son: cargas ver ticales y momentos flexionantes.

Datos: P= 31.7 ton.

Momto 1.37 ton-mt.

e w=1.5 Kg/cm² (esf. del terreno)

Solución,

Area solicitada por peso

$$A = \frac{P}{e \cdot w} = \frac{31700 \text{ Kg}}{1.5 \text{ Kg}} \times \text{cm}^2 = 21,133.3 \text{ cm}^2 = 2.11 \text{ m}^2, \text{ suponiendo una longitud de}$$

2.10 mt, se necesita un ancho de; $\frac{2.10 \text{ mt}}{2.11 \text{ m}^2} = 0.995 = 1.0 \text{ mt}$. Entonces se tie

ne una dimensión de 1.0 x 2.10 mts, solicitadas por peso.

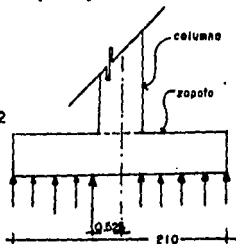
Area solicitada por momento

El momento de be ser equilibrado, por la resultante del esfuerzo del terreno, multiplicado por su brazo de palanca. Para facilitar el cálculo, se toma la longitud ya establecida, el del area, debida al peso que es de 2.10 mt. Si -- el esf. del terreno, 1.5 Kg/cm², queda la única incognita por determinar el -- ancho. Estos cálculos se limitan a una mitad de la zapata, puesto que el momento se está ejerciendo a un lado; pero cuando se ha determinado el ancho -- requerido, éste es aplicado en los dos lados de la zapata para hacer simétrico el elemento.

$$\text{Result. terr.} \times \frac{210 \text{ cm}}{4} = 137,000 \text{ Kg-cm}$$

$$R. \text{ Trrn.} = 2609.5 \text{ Kg} = 105 \text{ cm} \times \text{ancho} \times 1.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{ancho} = \frac{2609.5}{105 \times 1.5} = 16.5 \text{ cm.}$$



Resumiendo las medidas; ancho por carga más, por el momento; tenemos $1.0 \text{ m} + 16.5 \text{ cm} = 1.17 \text{ mt.}$ La medida práctica será 1.20 mts. por 2.10 mt. de largo.

Diseño

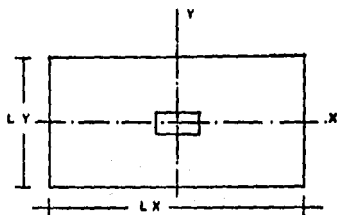
Zapata concentrada, eje 1 y (nudo F)

Datos:

$$w = 1.5 \text{ Kg/cm}^2$$

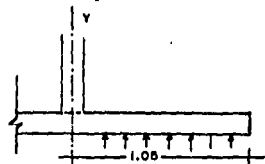
$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$



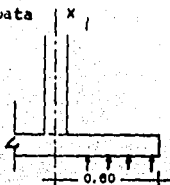
Nótese que los datos del momento y la carga son omitidos, por que únicamente para determinar las áreas de acero y el peralte es necesario conocer el momento producido en la zapata por el esfuerzo del terreno, para después equilibrarlo con la zapata convenientemente reforzada.

Momento y cortantes externos en la zapata



$$w/ml = 1.0 \times 120 \times 1.5 \times 100$$

$$w/ml = 18,000.0 \text{ Kg}$$



$$w/ml = 1.0 \times 210 \times 1.5 \times 100$$

$$w/ml = 31,500.0 \text{ Kg}$$

diagrama de corrientes

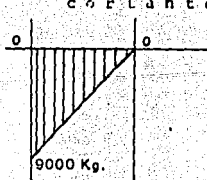
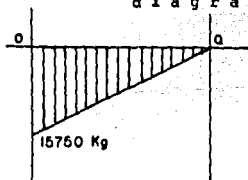
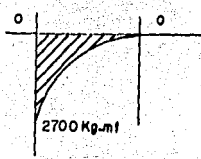
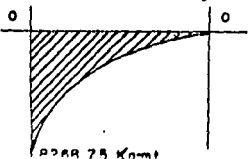
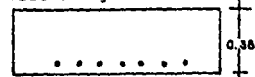


diagrama de momentos



Diseño para determinar el refuerzo para una viga rectangular armada en la zona de tensiones, para lo cual se supone el peralte.

Diseño viga dirección "x"



$$A_s = 10 \phi 4 = 10 (1.0) = 10.0 \text{ cm}^2$$

El ACI-318-63 recomienda el uso de la formula:

$$\mu = \rho [A_s \times f_y (d-a/2)], \text{ siempre que}$$

$\rho = A_s/b \times d$ no exceda del 75% de ρ_b ; condición de la falla balanceada.

$$\text{Donde } \rho_b = \frac{0.85 \times k_1 \times f'_c}{f_y} \times \frac{6000}{6000 \cdot f_y}$$

$$\rho = \frac{10.0}{120(30)} = 0.003$$

$k_1 = 0.85$, para valores de f'_c menores de 280 Kg/cm², entonces $\rho_b = 0.0127$

$\rho = 0.003 (0.75) < \rho_b = 0.0127$; por lo tanto la formula propuesta para conocer el momento resistente está correcta.

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b} = \frac{10.0 (4200)}{0.85 \times 210 \times 120} = 1.96 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.9 [10.0 (4200) (30 - 2.0/2)] = 1'096,200.0 \text{ Kg-cm.}$$

$\mu > \mu_{ext} = 992,250.0 \text{ Kg-cm}$; por lo tanto las secciones supuestos son aceptables. El diseño en dirección "y", el cálculo y diseño de las demás zapatas concéntricas se omitirán debido a la similitud en el proceso.

Comprobación al cortante

datos: $V_u = 18900.0 \text{ Kgs}$ (cortante externo)

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = 0.35 \text{ mts}$$

$$\text{ancho} = 1.05 \text{ mts.}$$

$v_u = 0.5 (\phi) f'_c$ - esf cortante del concreto ACI-318-63

$$v_c = 0.5 (0.85) 2.10 = 6.08 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{18900.0 \text{ Kg}}{105 \times 35} = 5.14 \text{ Kg/cm}^2$$

Si $v_c > v_u$; entonces el peralte de la zapata contrarestraresta el cortante y los datos bases del cálculo son concretos.

b.- Zapata excéntrica, eje 1 y (nudo F)

Explicado anteriormente el funcionamiento del sistema zapatas- viga conectora, queda por determinar, sus áreas de sustentación, sus dimensiones y armados. En esta parte volveré a recalcar algunos puntos para ponerlos más en claro.

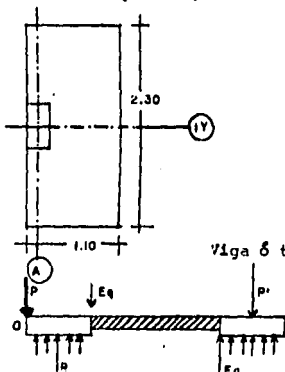
Datos: $P = 31.7$ ton

$M_{ext} = 1.37$ ton-mt.

$w = 1.5$ Kg/cm²

Inicialmente se calcula y diseña la zapata excéntrica para soportar la carga y el momento, como si fuera centrada por los métodos anteriormente ejecutados, proceso que omito por su similitud; el problema se presenta para contrarrestar el volteamiento que le producen los esfuerzos del terreno a la zapata, debida a la falta de simetría en sus lados, función de la viga conectora para llevar ó transmitir la fuerza con dirección hacia arriba a la próxima zapata, para que el terreno trabaje siempre a la compresión, y de ésta forma también anular el volteamiento a esta segunda zapata se podría reducir su área; acción que no comparto por restar seguridad al elemento, en condiciones no supuestas en éste tratado, particularmente a esfuerzos muy complejos causados por sismo.

Dimensión para zapata excéntrica

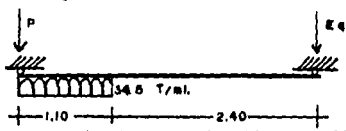


Si se supone un esfuerzo del terreno - uniforme de 1.5 Kg/cm², en toda el área; condición que se logra con la viga conectora, entonces tenemos que la resultante del terreno es igual a, P más la fuerza equilibrante. $R = P + E_q$.

Las fuerzas actuantes en el sistema zapata-viga conectora son los que se indican en la figura.

Eq, la equilibrante esta representada en la manera como funciona aunque la trabe conectora trabaja como un elemento simplemente apoyada.

Calculo del sistema zapata-viga conectora



Condiciones de equilibrio

$F_{Vz} = 0$

$M_o = 0$

$R_a = 31.98 \text{ Ton. } R_B = 5.97 \text{ ton.}$

Se puso la viga alcontrario de lo

acostumbrado para visualizar facilmente la forma como actuan las distintas fuerzas en juego.

Diagrama de cortantes

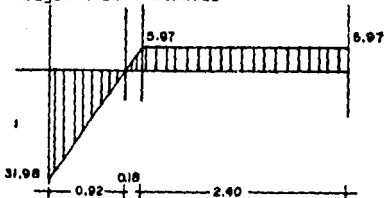
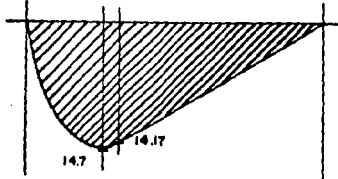
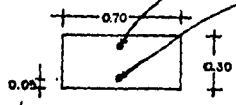


Diagrama de Momentos.



Diseño viga-conectora

Datos:



$A_s = 4 \phi 6 + 2 \phi 8 = 21.5 \text{ cm}^2$

$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

$A's = 2 \phi 6 + 1 \phi 6 = 8.6 \text{ cm}^2$

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

$M_u = \phi [M_1 + M_2] \quad M_1 = A_{s1} \times f_y (d - a/z) \quad M_2 = A's \times f_y (d - d')$

$A_{s1} = A_s - A's \quad \frac{a}{0.85 \times f'c \times b} = \text{formulas del ACI-318-63}$

$A_{s1} = 21.5 - 8.6 = 12.9 \text{ cm}^2$

$a = \frac{12.9 (4200)}{0.85 \times 210 \times 70} = \frac{54180}{12495} = 4.3 \text{ cm}$

$$M1 = 12.9 (4200) (25-4.3/2) = 1'238,013.0 \text{ Kg-cm.}$$

$$M2 = 8.6 (4200) (25-5) = 722,400.0 \text{ Kg-cm}$$

$$Mu = \phi [M1 + M2] = 0.9 [1'960,413.0] = 1'764,371.7 \text{ Kg-cm} > \text{Mext.},$$

aunque el Momento resistente es un poco mayor, los datos supuestos quedan - como difinitos por la poca diferencia.

Comprobación al cortante

$$\text{cortante externo } -v_u = \frac{Vu}{bxd} = \frac{31980.0 \text{ Kgs}}{70 \times 25} = 18.27 \text{ Kg/cm}^2$$

Cortante interno

$$v_c = 0.50 \phi \sqrt{f'_{ic}} = 0.50 (0.85) \sqrt{210} = 6.16 \text{ Kg/cm}^2, \text{ cortante externo mayor que interno, por lo tanto se debe reforzar el alma.}$$

$$Vu' = Vu - V_c = 31980.0 - 6.16 (70 \times 25) = 21,200.0 \text{ Kg}$$

$$Av = \frac{Vu' \times S}{\phi - f_y \times d} = \frac{21200 (8)}{0.85 \times 4200 \times 25} = 1.9 \text{ cm}^2 - E \phi 4 @ 8 \text{ cm, 5 primer}$$

Para el cálculo del resto de los estribos se calcula la variante, el cortante externo, con este se determina Vu' y así Au , suponiendo la separación.

El proceso es igual al jecutado.

Dimensiones, y armado de zapatas: concéntricas y excéntricas.

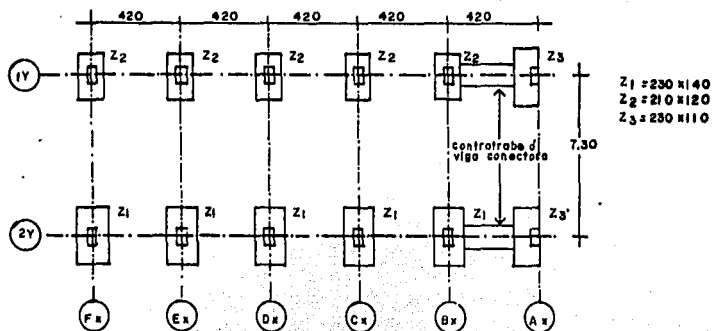
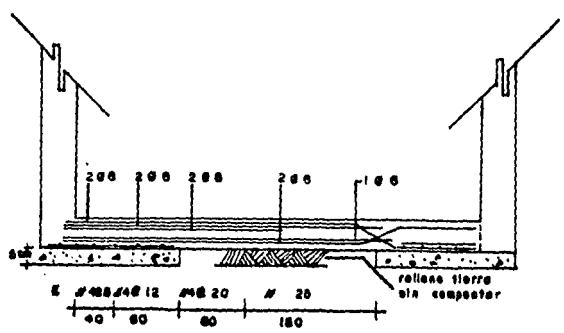
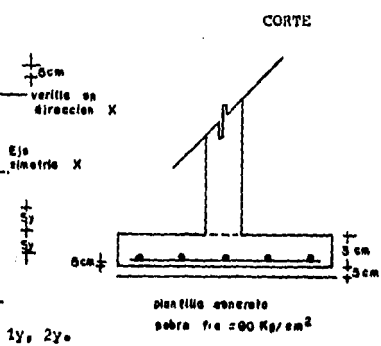
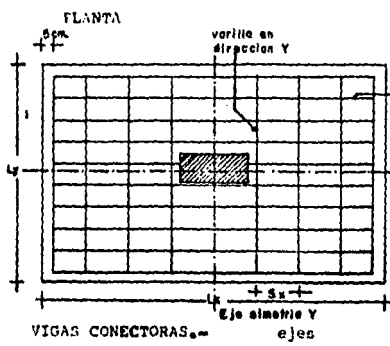


TABLA GENERAL DE ZAPATAS

Zapatas tipo	Proyecto		Planta					
	1 (x)	1 (y)	X			Y		
			Cant.	No.Ø	Sy	Cant.	No.Ø	Sy
	cm.		1	($\text{''} \times \text{B}$)	cm.	1	($\text{''} \times \text{B}$)	cm.
Z 1	230	140	10	4	14	10	4	23
Z 2	210	120	10	4	12	9	4	24
Z 3	230	110	8	4	15	15	4	15



Calculo de area de sustentaciónZapata excéntrica

$$P = 31.7 \text{ ton}$$

$$M_{ext} = 1.37 \text{ ton-mt.}$$

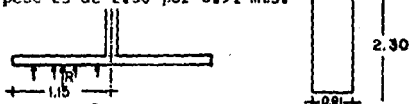
$$e_w = 1.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{dimensión por peso, } A = \frac{P}{C w} = \frac{31.7 \text{ ton}}{1.5 \text{ Kg/cm}^2} = 2.11 \text{ m}^2$$

Si supongo un ancho de 2.30, entonces debe tener una longitud de $\frac{2.11}{2.30} = 0.91$ mts.

La dimensión por peso es de 2.30 por 0.91 mts.

dimensión por momento



$$137,000.0 \text{ Kg-cm} = 115 \text{ cm} \times 1.5 \text{ Kg/cm}^2 \times 1 \text{ cm} \times 57.5 \text{ cm} \times \text{ancho}$$

$$\frac{137,000.0 \text{ Kg-cm}}{9918.8} = 13.8 \text{ cm. (ancho); dimensión por momento } 2.30 \times 0.14 \text{ mts.}$$

DIMENSION TOTAL DE LA ZAPATA

$$\text{dimensión peso} + \text{dimensión momento} = 0.91 + 0.14 = 1.05 \text{ mts,}$$

La dimensión final será: 2.30 x 1.10 mt,

Cap. VII.- PROYECTO Y CALCULO INSTALACIONES
SANITARIAS.

Debido al nivel de desarrollo de nuestro país, la tecnología en sus distintas ramas ha avanzado en diferente grado conforme las solicitudes del tiempo.

En las naciones ampliamente industrializadas el conocimiento de la Ingeniería Sanitaria está a la vanguardia del desarrollo; nuestro país, en etapa de superación, necesariamente recurre a la aplicación de conocimientos que otras naciones ejecutan pero que no encajan adecuadamente en nuestro medio, en este caso por la indecisión, el grado de cultura y desarrollo; de ahí la necesidad de adaptación de esa tecnología a nuestras circunstancias.

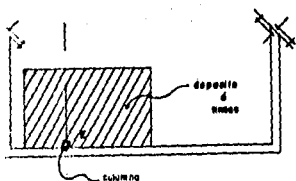
Al estudiante, la obligación de capacitarse para la adecuación de la tecnología y aún más al aplicar sus conocimientos en el ejercicio de su profesión y no conformarse con datos que otros antecesores aplican, que posiblemente éstos primeros no tienen certeza de su veracidad.

Cuando no se tenga un modelo donde "copiar" datos, el problema no se resolverá convenientemente y los resultados serán antifuncionales por tales motivos en este capítulo se seguirá punto por punto el proceso para el cálculo de tuberías y en el caso que amerite una corrección para que los datos bases sean adecuados a nuestro medio, con toda oportunidad se llevará a cabo.

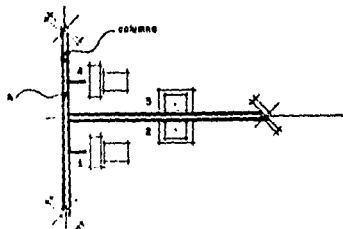
Cálculo de la tubería de distribución de agua potable basado en las pérdidas de carga.

El primer paso es determinar los gastos de los servicios ó muebles que forman la instalación de agua fría que suponemos separada de la tubería de agua caliente.

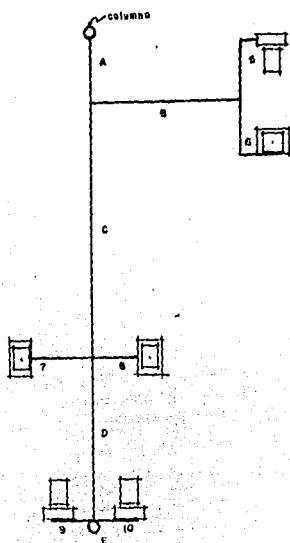
En éste caso los lava-manos, tendrán un solo grifo (v á l v u l a)



PLANTA AZOTEA



PLANTA BAJA



PLANTA 1er NIVEL.

Se utilizan las tablas siguientes para valorar el gasto en las derivaciones.

Tabla I.- Pérdida de carga por resistencia continua unitaria, l, y valores de la velocidad, V.

Valor superior, J, en m/m.
Valor inferior, V, en m./seg.

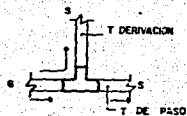
φ	DIAMETRO EN PULGADAS Y MILIMETROS, DEL TUBO.											
	3/8"	1/2"	3/4"	1"	1 1/4"	1 1/2"	2"	2 1/4"	2 1/2"	3"	3 1/4"	4"
l/s.	11	16	20	26	35	41	52	62	65	80	93	105
0,05	0,0837 0,526	0,0142 0,248	0,0049 0,159	0,0014 0,094	0,0003 0,052	0,0002 0,038						
0,08	0,190 0,842	0,0322 0,398	0,0111 0,254	0,0032 0,150	0,0008 0,083	0,0004 0,061						
0,10	0,282 1,053	0,0476 0,497	0,0165 0,318	0,0041 0,188	0,0012 0,104	0,0005 0,076	0,0002 0,047					
0,12	0,390 1,264	0,0658 0,597	0,0227 0,382	0,0066 0,226	0,0016 0,125	0,0008 0,910	0,0002 0,056					
0,15	0,572 1,579	0,0966 0,746	0,0334 0,477	0,0096 0,282	0,0023 0,156	0,0011 0,114	0,0004 0,070	0,0002 0,050				
0,18	0,790 1,895	0,133 0,895	0,0461 0,572	0,0133 0,338	0,0032 0,187	0,0015 0,137	0,0005 0,085	0,0002 0,059	0,0001 0,049			
0,20	0,948 2,106	0,161 0,995	0,0533 0,636	0,0160 0,376	0,0039 0,208	0,0018 0,152	0,0006 0,094	0,0003 0,066	0,0002 0,055			
0,22	1,122 2,317	0,190 1,094	0,0655 0,700	0,0189 0,414	0,0046 0,229	0,0022 0,167	0,0007 0,103	0,0003 0,073	0,0002 0,061			
0,25	1,400 2,632	0,236 1,243	0,0817 0,795	0,0236 0,470	0,0058 0,260	0,0027 0,190	0,0009 0,118	0,0004 0,083	0,0002 0,068			
0,28	1,710 2,948	0,288 1,393	0,0996 0,890	0,0287 0,526	0,0070 0,291	0,0033 0,213	0,0011 0,132	0,0005 0,093	0,0003 0,077			
0,30	1,930 3,159	0,326 1,492	0,113 0,954	0,0324 0,564	0,0079 0,312	0,0037 0,229	0,0012 0,141	0,0005 0,059	0,0003 0,082	0,0002 0,060		
0,32	2,160 3,370	0,364 1,590	0,126 1,018	0,0362 0,602	0,0088 0,333	0,0042 0,243	0,0013 0,151	0,0006 0,107	0,0004 0,088	0,0002 0,064		

(Continuación)

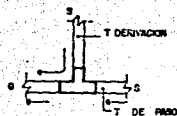
TABLA I.- Pérdida de carga por resistencia continua unitaria, l , y valores de la velocidad, V .

Valor superior, J , en m./m.
Valor inferior, V , en m./seg.

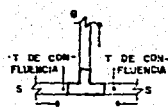
η	DIAMETRO EN PULGADAS Y MILIMETROS, DEL TUBO.											
	3/8"	1/2"	3/4"	1"	1 1/4"	1 1/2"	2"	2 1/4"	2 1/2"	3"	3 1/4"	4"
l /S.	11	16	20	26	35	41	52	62	68	80	93	105
0,35	2,520 3,685	0,426 1,741	0,147 1,113	0,0424 0,658	0,0103 0,365	0,0049 0,266	0,0016 0,165	0,0007 0,116	0,0004 0,096	0,0002 0,070	0,0001 0,051	
0,38	2,940 4,001	0,495 1,890	0,171 1,208	0,0493 0,714	0,0120 0,395	0,0057 0,289	0,0018 0,179	0,0007 0,126	0,0005 0,105	0,0002 0,076	0,0001 0,056	
0,40		0,539 1,990	0,186 1,272	0,0535 0,753	0,0130 0,416	0,0062 0,304	0,0020 0,188	0,0009 0,132	0,0006 0,110	0,0003 0,080	0,0001 0,060	



DIRECTO



DERIVACION



CONFLUENCIA

TABLA II.- Coeficiente (K)

CLASE DE RESISTENCIA	3/8 a 1/2	3/4 a 1	1 1/4 a 4
Curva de 90o (radio 5 D).....	1,5	1	0,5
Curva de 90o (radio 5 D).....	0	0	0
Codo a 90o.....	2	1,5	1
Aumento de sección.....	1	1	1
Disminución de sección.....	0,5	0,5	0,5
(pase directo).....	1	1	1
Unión en T (pase en derivación).....	1,5	1,5	1,5
(confluencia).....	3	3	3

Los datos que se usarán para el cálculo se modificarán debido a que únicamente se tienen muebles del tipo, retretes y lavabos; mismos que por su uso no tienen variante para el servicio, independientemente del país a considerar, no sin embargo las regaderas, aparatos que si varían en cuanto a la frecuencia ó simultaneidad.

Gastos en las derivaciones (lts./seg.)

En 1.- 0.10	En 6.- 0.10
" 2.- 0.10	" 7.- 0.10
" 3.- 0.10	" 8.- 0.10
" 4.- 0.10	" 9.- 0.10
" 5.- 0.10	"10 .- 0.10

FALLA DE ORIGEN

Gastos en las líneas (lts./seg.)

NOVENCLATURA	TIPO de mueble	Cantidad de muebles	Gasto mínimo unitario	% de simultaneidad	Gasto de- mandado	Gasto total
Línea A	lavabos	2	0.10	100	0.20	0.40
	retretes	2	0.10	100	0.20	
Línea B	lavabos	1	0.10	100	0.10	0.20
	retretes	1	0.10	100	0.10	
Línea C	lavabos	3	0.10	100	0.30	0.50
	retretes	3	0.10	67	0.20	
Línea D	lavabos	5	0.10	60	0.30	0.50
	retretes	3	0.10	67	0.20	
Línea E	lavabos	5	0.10	60	0.30	0.50
	retretes	5	0.10	40	0.20	

El siguiente paso es hacer el cálculo de la tubería con diámetros supuestos, mismos que después se comprobarán, en caso de ser necesario.

La tabla del cálculo provisional y modificado se resolvera de la siguiente manera:-

Columna 1ra.- Corresponde al orden de cada parte o segmento de tubería del conjunto

2da.- q , gasto se determina con ayuda de la tabla IV.

3ra.- D , diametro lo suponemos. En caso que no se disponga de cierta experiencia con ayuda de la tabla I y considerando que V debe oscilar entre 0.6 y 1.0 m/seg para tener un buen funcionamiento.

4 a.- V , velocidad, en la tabla I con los valores q y D .

5 a.- L , longitud, de planos se cuantifica.

6 a.- J , pérdida de carga continua por m.l en la tabla con valores de q y D .

7 a.- JL , producto de los valores.

8 a.- ΣK , valores de los coeficientes para resistencias aisladas.

Con tabla II y de planos se estipula el tipo de uniones.

9 a.- $\Sigma \lambda$, suma de las pérdidas de carga por resistencias aisladas.

En la tabla III y con ayuda de V y ΣK .

10.- Suma algebraica de valores.

Se suman todos los valores de la columna 10 y conocemos la pérdida de carga total en el sistema, 4.0867 mts. Comprobamos la expresión.

$$\frac{P'}{f} = Z_0 - Z_1 - (R + \Sigma \lambda)$$
 de donde $\frac{P'}{f}$, carga pieza metrica en el grifo a considerar. Para un correcto funcionamiento debe oscilar entre 1 y 2 mts. Z_0 , altura geometrica entre el depósito y el grifo en consideración.

Z_1 , altura geométrica de la derivación $R + \Sigma \lambda$, suma total pérdidas de carga en el tramo considerado.

Comprobación del mueble # 1 (el más alejado)

$$\frac{P'}{f} = 6.85 - 0.50 - 4.0867 = 2.2633$$
 mts., carga aceptable, aunque un poco excesiva se hace modificación, puesto que las tuberías reducen su diametro con los materiales en suspensión que vienen en el agua.

Comprobación del mueble # 5

$R + \Sigma \lambda =$ pérdidas tramos + pérdidas muebles

$= E + D + C + B + 10 + 9 + 8 + 7 + 6$

tramos	muebles	
0.0959	0.0738	
0.1919	0.0928	$R + \Sigma \lambda = 2.0382 + 0.4783$
1.5542	0.0976	$= 2.5165$ mts.
0.1962	0.1118	$P_s = Z_0 - Z_1 - (R + \Sigma \lambda)$
<u>2.0382</u>	0.1023	$P_s = 6.85 - 4.15 - 2.5165 = 0.1835$ mts.
	0.4783	

La carga disponible en 5, es baja por lo que se modificará la tubería. Se aumentará el diametro en los tramos B, C y D. Hay la necesidad de usar la parte de tabla con diametro modificado.

tramos	muebles
0.0950	0.0730
0.0435	0.0928 $R + \sum h = 0.5764 + 0.4783 = 1.0547$
0.3755	0.0976 $PS = 6.85 - 4.15 - 1.0547 = 1.6453 \text{ mts.}$
0.0615	0.1118 δ
<u>0.5764</u>	0.1023 carga disponible aceptable.
	<u>0.4783</u>

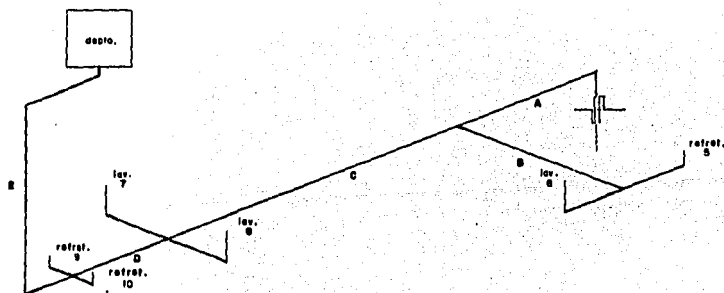
Con los diámetros modificados se hará una nueva comprobación al mueble 1.

$$R + \sum h = 2.6249$$

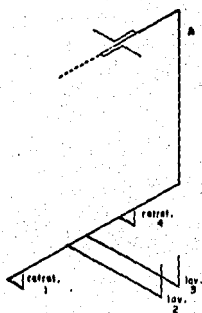
$\frac{P'}{\delta} = 6.85 - 0.50 - 2.6249 = 3.7251 \text{ mts.}$ Aunque la carga en el grifo más alejado es alta, el autor del texto conque me auxilio recomienda no hacer modificaciones a las líneas. Sugiere se instalen grifos de diámetros menores para elevar la pérdida de carga.

Piezométrico de 1er nivel.

FALLA DE ORIGEN



Piezometrico de planta baja.



Cap. VIII. Programación de obra civil

El punto básico en la ejecución de obras de Ingeniería Civil, es la administración de la misma y ésta depende del buen funcionamiento del programa constructivo. Este aspecto es de tal trascendencia que puede modificar el sistema constructivo y muy particularmente el costo; la economía, renglón número uno en toda actividad, por ejemplo: - un calculista, un comerciante, un matemático, un constructor, etc., - que pretenda tener éxito en el desempeño de sus actividades deberá organizarse ó más bien dicho programarse para llevar a cabo sus proyectos convenientemente.

El uso de programas por sencillos ó elementales que sean, pero que hayan sido analizados y sobre todo ejecutados lo más apeados al planeamiento inicial trae consigo el correcto desempeño a la actividad planeada y por lo tanto el éxito.

El método que se usará para desarrollar el programa de obra será el método del Camino Crítico "Decidí el uso de éste método porque es producto de la combinación de varios sistemas: costo mínimo y tiempo mínimo".

La secuencia del método es la siguiente:

- a.- Definir el proyecto, fijando objetivos y recursos.
 - b.- Elaborar lista de actividades.
 - c.- Tabla de secuencia (Tiempo de realización de cada actividad)
 - d.- Red del proyecto.
 - e.- Estimación de tiempos de cada actividad.
(criterios: Determinístico y probabilístico)
 - f.- Análisis de la red.
 - g.- Determinación de la ruta crítica.
 - h.- Programación de actividades.
 - i.- Control de ejecución.
- a.- Definir el proyecto.

En éste caso el objetivo es construir una estructura de concreto en un tiempo mínimo, a un costo mínimo. Se cuenta con todos los recursos para la ejecución: económicos, técnicos y humanos. En cuanto a la mano de obra se tiene los servicios de un destajista que tiene personal suficiente y oportuno para atacar la obra como lo requiere el programa. Es más conveniente dejar la mano de obra a un solo destajista, por que por el tipo de obra habrá variantes en el número de trabajadores; por ejemplo: al inicio se necesitarán pocos, en cambio se este ó se estén atacando varias actividades se ocupará mayor cantidad.

Entonces un "destajista fuerte" que se supone tiene varias obras, -- puede absorber esas fluctuaciones de mano de obrer.

b.- Elaborar lista de actividades.

Se puede decir que el listado de actividades es el paso más im-
portante en la implantación del método ya que es la base sobre la --
cual se desarrollará.

Pueden existir varias alternativas de realizar el proyecto, cada una
de ellas con sus variantes en las actividades; con un análisis ade-
cuado considerando los recursos disponibles permitirá elegir la me-
jor forma de lograrlas. Otra solución, aunque más laboriosa, pero --
que quizá sea la más completa; es hacer varias listas de actividades
y analizarlas para determinar la mejor.

La lista de actividades se puede hacer en forma abreviada ó detallan-
do al máximo de micromovimientos. En esto hay que poner en juego el
costo del análisis, administración del proyecto y la importancia del
detalle del listado de actividades. No necesariamente debe estar or-
denado según los tiempos de realización de las actividades.

LISTA DE ACTIVIDADES.

Nombre de la actividad.

- A Adquisición de madera total.
- B Adquisición de varilla total.
- C Refuerzo de zapatas y columnas.
- D Cimbra en zapatas.
- E Cimbra en columnas.
- F Concreto en zapatas.
- G Concreto en columnas.
- H Cimbra cubierta p. b.
- I Adquisición del bloque total.
- J Colocación de bloque cbta. p. b.
- K Instalaciones hidráulicas cbta. p. b.
- L Refuerzo de cubierta p. b.
- M Instalaciones electricas cbta. p. b.
- N Concreto cubierta.
- O Refuerzo en columnas 1er. piso.
- P Cimbra en columnas 1er. piso.
- Q Concreto en columnas 1er. piso.
- R Cimbra cublerta 1er. nivel.

- S Colocación de bloque.
- T Instalaciones hidráulicas cbta. 1er. nivel.
- U Refuerzo cubierta 1er. nivel.
- V Instalación eléctrica cbta. 1er. nivel.
- W Concreto cubierta 1er. nivel.

C.- Tabla de secuencias.

La planeación del proyecto se inicia con la lista de actividades que son el fundamento para elaborar la tabla de secuencias, Se recomienda que el mismo personal elabore estas dos etapas del proyecto. - Se procede a formar una tabla con "N" número de renglones y "N" número de columnas, siendo "N" la cantidad de actividades listadas. Se ordenan y escriben las actividades una en cada renglón de la tabla y siguiendo el mismo orden se ordenan las columnas.

Las reglas a seguir son:

1).- se analiza la actividad correspondiente a cada uno de los RENGLO NES y se determina cual o cuales actividades pueden realizarse INME-- DIATAMENTE DESPUES de terminada la actividad en cuestión. Para ésto - se recorre el renglón examinando las columnas de la tabla colocando - una marca en los casilleros ó cuadros de las columnas que correspon-- den a las actividades que pueden realizarse INMEDIATAMENTE DESPUES.

2).- se analiza la actividad correspondiente a cada una de las colum-- nas y se determina cual o cuales actividades deben realizarse INMEDI-- ATAMENTE ANTES de la actividad en cuestión. Para ésto se recorre la -- columna examinando los renglones de la tabla y colocando una marca en los casilleros ó cuadros de los renglones que corresponden a las acti-- vidades que deben ejecutarse INMEDIATAMENTE ANTES.

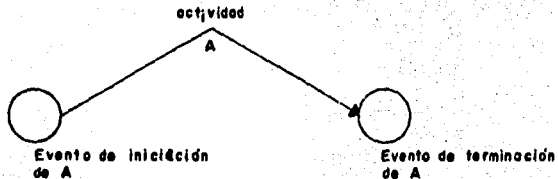
Las reglas se pueden aplicar indistintamente, en caso de aplicar las -- dos sirve de comprobación. En esta etapa el trabajo de equipo rinde -- los mejores resultados ya que las decisiones sobre la secuencia de -- actividades deben ser unánimes entre las personas involucradas en el -- proyecto.

Los tiempos se anotan en la red del proyecto, debajo de la acti-- vidad correspondiente. En caso que se tenga experiencia en las activi-- dades ó que haya factores no controlables, se usará el método probabi-- lístico para determinar los tiempos.

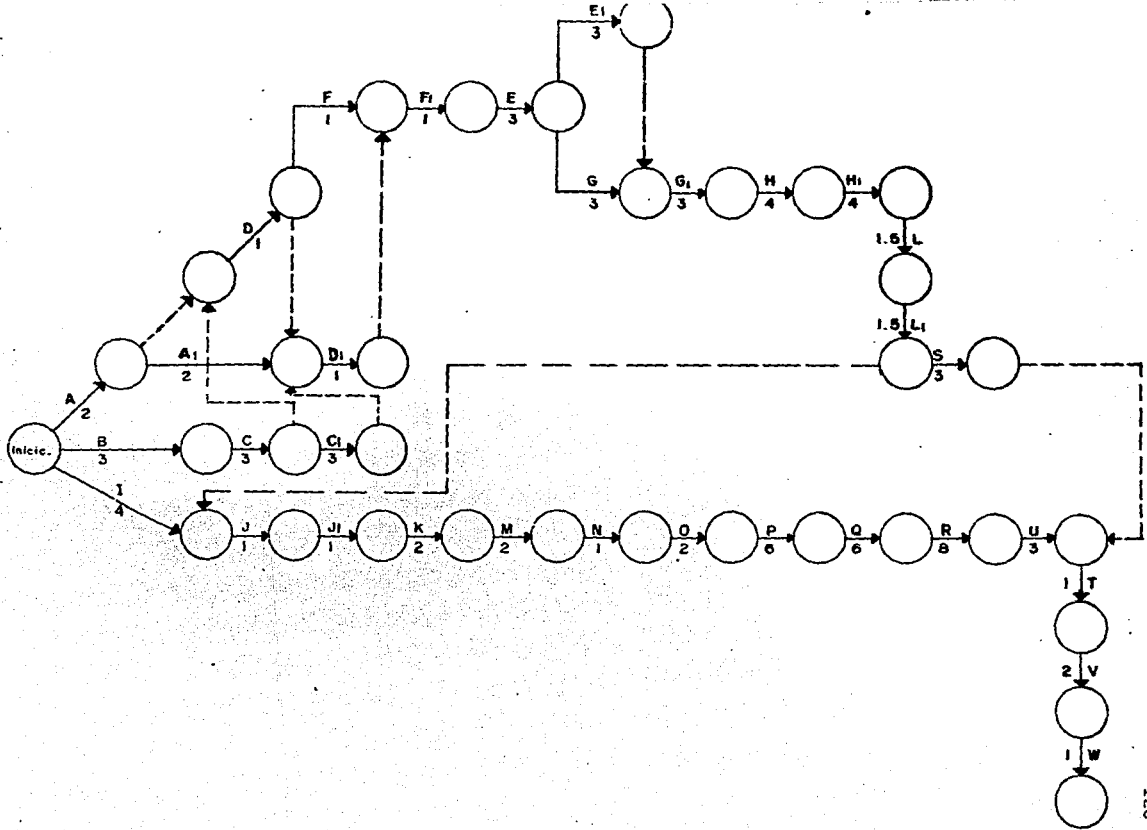
FALLA DE ORIGEN

d.- Red del proyecto.

Es una representación gráfica que muestra la interrelación y --
 secuencia de las actividades. Se utiliza un simbolismo, que consiste
 en representar cada una de las actividades por una flecha. El senti-
 do de la flecha indica el avance en la realización de la actividad --
 con el tiempo. La flecha estará delimitada por círculos, el del ini-
 cio de la actividad y el posterior que marca la terminación de la --
 actividad en cuestión. La longitud ó forma de la flecha no influye --
 en este procesamiento.



Se revisan las columnas de la tabla y las actividades que no tengan --
 actividades anteriores serán las que vendrá después del evento de --
 inicio. Las columnas que no tienen marca en la tabla de secuencias --
 son A, B, e I, entonces trazamos un evento de iniciación a partir --
 del cual salen tres flechas (A, B, I).... como lo muestra la red.



e.- Estimación de tiempos para actividades.

Los tiempos de cada una de las actividades son bien conocidos; por lo que se usó el criterio determinístico. Por lo general en programas de ingeniería civil los tiempos se establecen con cierta exactitud, puesto que se tiene experiencia y son conocidos los recursos disponibles.

Código	Actividad	Tiempo
A	Adqsc. madera total Inicio	2 días
A1	Adqsc. madera total Terminación	2
B	Adqsc. varilla total	3
C	Rfzo. zapatas y columnas I	3
C1	Rfzo. zapatas y columnas T	3
D	Cimbra zapatas I	1
D1	Cimbra zapatas T	1
E	Cimbra columnas I	3
E1	Cimbra columnas T	3
F	Concreto en zapatas I	1
F1	Concreto en zapatas T	1
G	Concreto en columnas I	3
G1	Concreto en columnas T	3
H	Cimbra cubierta p. b. I	4
H1	Cimbra cubierta P. b. T	4
I	Adquisición bloque total	4
J	Colocación bloque cubierta p. b. I	1
J1	Colocación bloque cubierta p. b. T	1
K	Instalación hidráulica cbta. p. b.	2
L	Refuerzo cbta. p. b. I	1 1/2
L1	Refuerzo cbta. p. b. T	1 1/2
M	Instal. eléctrica cbta. p. b.	2
N	Concreto cbta. p. b.	1
O	Refuerzo columnas 1er. nivel	2
P	Cimbra columnas 1er. nivel	6
Q	Concreto columna 1er. nivel	6
R	Cimbra cbta. 1er. nivel	8
S	Colocación bloque cbta. 1er. nivel	3
T	Instal. hidráulica cbta. 1er. nivel	1
U	Rfzo. cbta. 1er. nivel	3
V	Instal. eléctrica cbta. 1er. nivel	2
W	Concreto cbta. 1er. nivel.	1

fy g .- Análisis de la red y determinación de la ruta crítica.

Actvd.	TTP	TTA	TIP	TIA	Holgura	
A	2	7	0	5	5 días	
A1	4	9	2	7	5	
B	3	3	0	0	0	crítica
C	6	6	3	3	0	"
C1	9	9	6	6	0	"
D	7	9	6	8	2	-
D1	10	10	9	9	0	crítica
E	14	14	11	11	0	"
E1	17	17	14	14	0	"
F	8	10	7	9	2	-
F1	11	11	10	10	0	crítica
G	17	17	14	14	0	"
G1	20	20	17	17	0	"
H	24	24	20	20	0	"
H1	28	28	24	24	0	"
I	4	31	0	27	27	-
J	32	32	31	31	0	crítica
J1	33	33	32	32	0	"
K	35	35	33	33	0	"
L	29.5	29.5	28	28	0	"
L1	31	31	29.5	29.5	0	"
M	37	37	35	35	0	"
N	38	38	37	37	0	"
O	40	40	38	38	0	"
P	46	46	40	40	0	"
Q	52	52	46	46	0	"
R	60	60	52	52	0	"
S	34	63	31	60	29	-
T	64	64	63	63	0	crítica
U	63	63	60	60	0	"
V	66	66	64	64	0	"
W	67	67	66	66	0	"

h.- Programación de actividades.

Habiendo determinado que actividades son críticas y sabiendo que estas actividades no tienen margen, entonces deberán realizarse exactamente en la fecha correspondiente de su tiempo, a su TTA, y como estos valores son fijos, podemos decir que las actividades críticas ya están programadas, de modo que debemos volcar nuestra atención solamente sobre las actividades no críticas, estas tienen margen, es decir: contamos con un plazo para su realización y deberemos realizarlas dentro de ese plazo pero cuando mejor nos convenga, principalmente desde el punto de vista de una utilización eficiente de los recursos disponibles.

Existe una técnica útil desarrollada por R. L. Martino y descrita en detalle en su libro: "Administración y Control de Proyectos", -- Editora técnica, S. A. México, 1965.

PROGRAMA REP. EN FIG. 1 y 2

Esta técnica conocida como M. R. P. (MAN POWER ALLOCATION PROCEDURE) no es sino una representación gráfica en diagrama de barras que partiendo de las actividades críticas, ayuda a decidir cuál es la fecha más adecuada para realizar las actividades no críticas. Tienen además la ventaja de mostrar objetivamente las secuencias entre actividades y los márgenes disponibles.

Empieza por decidirse que personal va a realizar cada una de las actividades críticas. En la representación gráfica, a cada personal se le asigna un renglón de la gráfica y sobre columnas que representan tiempos, se marcan las fechas de iniciación y terminación de cada actividad, trazándose entre estas marcas barras en la hilera correspondiente al personal que va a realizar dicha actividad. Uniendo por trazos verticales las fechas de terminación e inicio de actividades en secuencia.

Una vez gráficas las actividades críticas se decide que personal realizará las actividades no críticas, resolviendo en que fechas -- dentro de su margen se iniciará cada una de ellas, graficándolas entonces por medio de una barra en la hilera correspondiente al personal que va a realizarlas. Deberá indicarse por medio de líneas -- punteadas el margen aun disponible y utilizando trazos verticales -- se indicara su secuencia.

Utilizando esta técnica se ha diseñado el programa de realización de actividades para nuestro ejemplo, mostrándose en la fig. 1 y 2

DIAGRAMA DE BARRAS FIG. 1

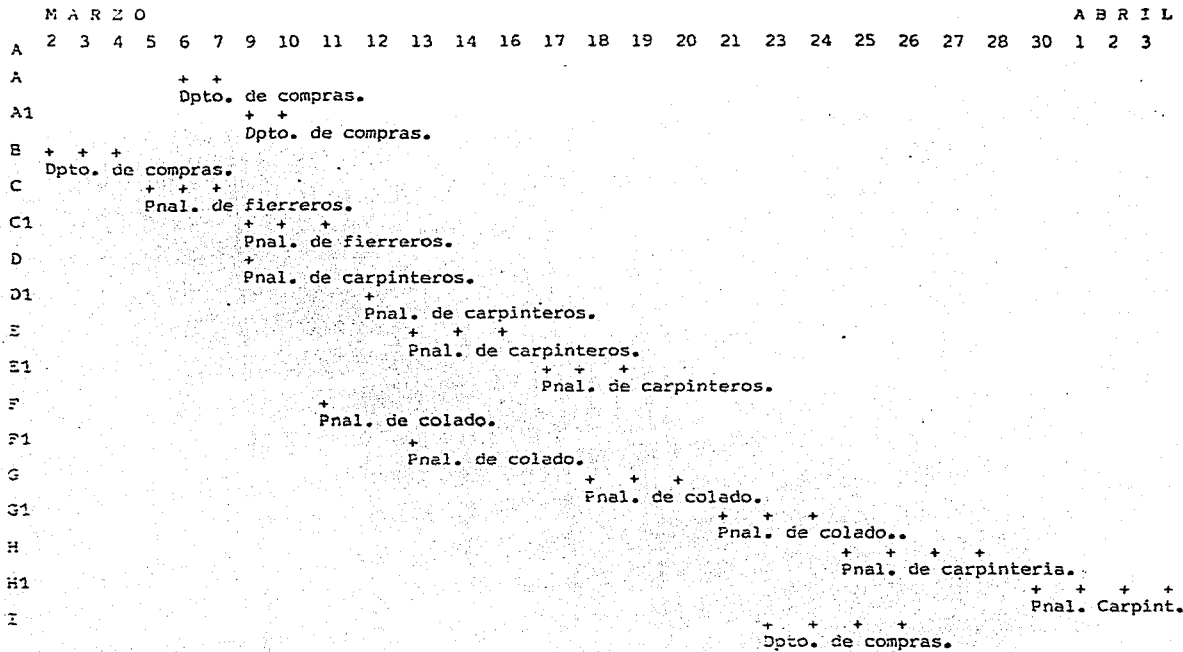
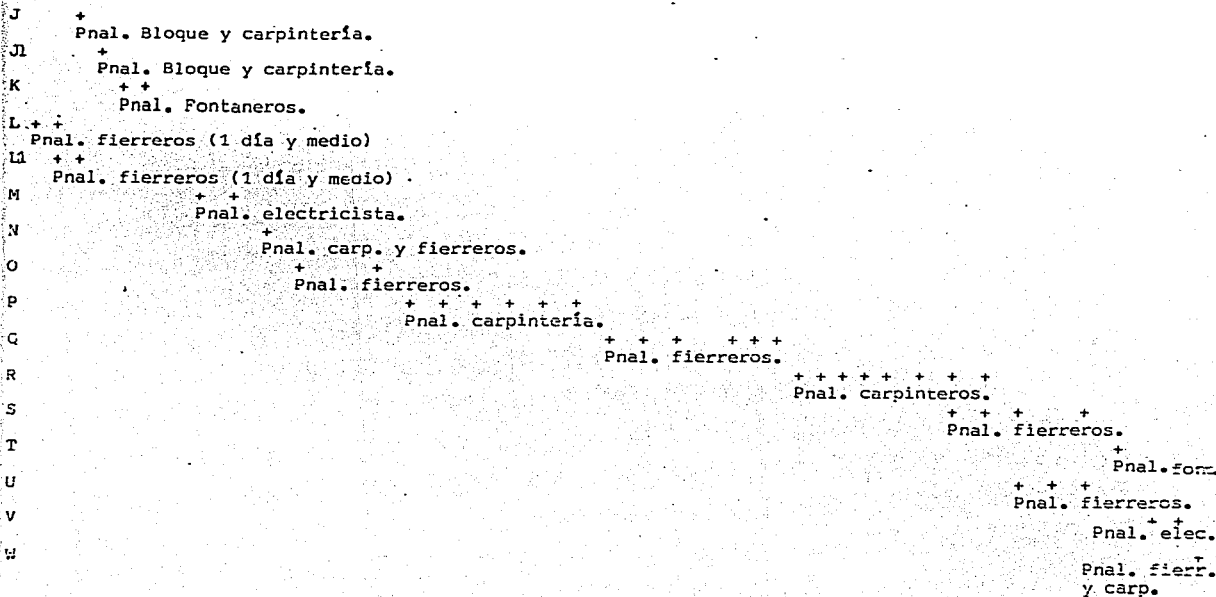


DIAGRAMA DE BARRAS FIG. 2

A B R I L

M A Y O

3 4 6 7 8 9 10 11 13 14 15 AAA 20 21 22 23 24 25 27 28 29 30 A 2 4 5 6 7 8 9 11 12 13 14 15 16 18 19 20 22 22



Cap. IX. Presupuesto de la construcción.

Terminado el programa de obra queda por realizar el presupuesto de la construcción.

En la década de los ochentas la carrera inflacionaria modifica a corto plazo los costos, por lo tanto el monto de una cotización es prácticamente de días. Además si el presupuesto es para tener una idea aproximada de la cantidad por invertir la cotización se hará en forma rápida y práctica. En caso que la cotización se necesitara para contratar una obra, entonces el camino a seguir sería analizar en detalle los distintos precios unitarios del presupuesto con la opción de incrementarlos, según las variaciones de mercado y salarios. De muy grande ayuda sería contar con una computadora.

Empezaré por comentar la forma rápida para conocer el valor aproximado de una estructura; cimentación, columnas y losas ó cubiertas.

Cimentación.

Cuantificar cimbra y volumen de concreto de planos. Analizar una parte de la cimentación que sea representativa o un elemento representativo, para conocer el refuerzo por unidad de volumen y con el volumen de concreto cuantificado tenemos el acero de refuerzo para la cimentación.

Columnas..

Cimbra y concreto se cuantifican de planos, el acero se determina en forma similar a la cimentación. En caso que las columnas fueran muy similares se analiza una pieza.

Losas ó cubiertas.

Lo más usual es analizar un metro cuadrado de losa, siempre y cuando ésta sea homogénea; de igual manera con las trabes por metro lineal.

Cimbra, es 1 m^2 , más un pequeño porcentaje (2 a 3%) por los bordes ó límites. En caso que haya cimbra en traves, ésta considera por metro lineal, conocida la longitud total de traves se determina la cimbra total de traves en la losa.

Concreto, en caso que sea losa aligerada ó casetonada se cuantifica el volumen de las nervaduras en un m^3 adicionado de un pequeño porcentaje (1.5%) por gasto en muros. Si hay traves se cuantifica por unidad lineal y con la longitud total tenemos el total de concreto por traves.

Refuerzo, es similar a lo anterior se cuantifica por m^2 en losa y por metro lineal en trabe y con área y longitud totales se conocen los totales, para después calcular el unitario.

Tenemos todos "los volúmenes", quedan los precios unitarios por determinar para después saber el monto total de la estructura de concreto.

Precios unitarios.

Esta parte es la más laboriosa y trascendental en la elaboración de un presupuesto, ya que lo anterior se resume a cuantificar "volúmenes", - en los precios entran en juego, costos de mercado, salarios, rendimiento de mano de obra, rentabilidad de equipo, etc.

Cimbra.

En cimentación, columnas, trabes y losas.

El común de nominador en éste análisis es la cimbra de contacto, lo que cambia es la manera de sostenerla ó fijarla; enumeraré para cada tipo los elementos necesarios para su ejecución.

En cimentación; elementos verticales (barrotes de madera) en contacto directo con la cimbra de contacto; elementos horizontales (polín de madera) para sostener elementos verticales, en el caso de zapatas aisladas de poco peralte no son necesarios; elementos diagonales (polín ó barrote) para sostener los horizontales; clavo y alambre. Con todo el equipo necesario se determina su costo y de acuerdo al número de usos que se le pretenda dar es su costo por uso. Falta por añadir, mano de obra y desmoldantes.

En columnas y trabes; elementos horizontales (barrotes); elementos verticales (polines); elementos diagonales (polines ó torzales en su caso) más clavo, alambre tuino, desmoldante y mano de obra. Cabe hacer notar que los polines están verticales en columnas y horizontales en trabes. En losas; madera de base en contacto con el suelo elementos verticales (puntal), elemento horizontal de carga que sostiene la cimbra de contacto. Estos elementos horizontales pueden localizarse en los dos sentidos, en el caso del uso de cimbra de contacto de madera, clavo, alambre, desmoldante y mano de obra.

El cálculo y diseño de cimbras; madera o metálicas es objeto de un estudio por separado el cual daría un tratado como el presente.

Refuerzo.

El análisis se resume en los siguientes conceptos:

- costo acero de refuerzo en obra.

- desperdicio y diferencias de pesos, teórico y real.
- mano de obra.
- rentabilidad de equipos de corte
- rentabilidad herramientas menores (placas, dobladores)

Concreto.

Conceptos por analizar:

- costo del concreto en obra
- desperdicio
- mano de obra en tendido y terminado.
- mano de obra en vibrado.
- rentabilidad equipo vibrado.
- rentabilidad equipo para movimiento de concreto, ó mano de obra.
- rentabilidad herramientas menores, palas, botas de hule, guantes, lentes, etc.
- material para el curado de concreto.

Por lo general se paga en un solo concepto la mano de obra, se hizo de esta manera para hacer más explícitos los conceptos que intervienen en la colocación.

Con los volúmenes y precios unitarios se determina el monto del presupuesto, de esta manera doy por terminado este capítulo.

FALLA DE ORIGEN

Precios unitarios para la construcción de una estructura de concreto reforzado ubicada en la calzada Independencia y la Av. Washig-ton en esta ciudad; propiedad de la empresa Acumuladores de Monterrey de Occidente, S.A.

El presente presupuesto únicamente considera los materiales, mano de obra, renta de equipo y honorarios.

1.- Zapatas y contratrabes.

.- Acero, suministro y colocación. 500.5kg.x1832.00	.-\$ 1'096,452.00
.- Cimbra dúpla lámina. 29.3m2x7500.00	.-\$ 249,050.00
.- Concreto f'ca=200, depositado. 11.5m3x206,925.00	.-\$ 1'971,472.00

2.- Columnas.

.- Acero, suministro y colocación. 1523kgx1832.00	.-\$ 2'790,613.00
.- Cimbra (triplay) aparente. 123.4m2x19'42.00	.-\$ 2'446,069.00
.- Concreto f'ca=200, depositado. 10.7m3x206,925.	.-\$ 2'110,625.00

3.- Techos.

.- Acero, suministro y colocación. 2230kgx1832.00	.-\$ 4'085,360.00
.- Cimbra (triplay) aparente. 122.6m2x19'95.00	.-\$ 2'444,923.00
.- Concreto f'ca=200, depositado. 11.15m3x210,025.00	.-\$ 2'347,212.00

4.- Losa entrego.

.- Acero, suministro y colocación. 1110kgx1832.00	.-\$ 2'028,120.00
.- Cimbra dúpla lámina. 190m2x13,000.00	.-\$ 1'200,000.00
.- Concreto f'ca=200, depositado. 19.22m3x206,925.	.-\$ 4'010,207.00

5.- Losa azotea.

.- Acero, suministro y colocación. 1182kgx1832.00	.-\$ 2'165,124.00
.- Cimbra, dúpla lámina. 127.48m2x10,000.00	.-\$ 1'274,900.00
.- Concreto f'ca=200, depositado. 20.14m3x206,925.00	.-\$ 4'167,469.00

TOTAL.-\$16'440,799.00

B I B L I O G R A F I A .

- 1.- CALCULO DE PORTICOS DE VARIOS PISOS
G. KANI
EDITORIAL REVERTE, S. A.
- 2.- TEORIA ELEMENTAL DEL CONCRETO REFORZADO.
PHILL FERGUSON.
- 3.- REGLAMENTO DE LAS CONSTRUCCIONES DE CONCRETO
REFORZADO (ACI 318-71) Y COMENTARIOS.
INST. MEXICANO DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO, A. C.
- 4.- CONCRETO, DISEÑO PLASTICO, TEORIA ELASTICA
ING. MARCO AURELIO TORRES H.
EDITORIAL PATRIA, S. A.
- 5.- INSTALACIONES SANITARIAS PARA EDIFICIOS.
MARIANO RODRIGUEZ - AVIAL.
EDITORIAL DOSSAT, S. A.
- 6.- METODO DEL CAMINO CRITICO
"APUNTES DEL ING. JUAN JOSE TRUJILLO"
- 7.- INICIACION AL METODO DEL CAMINO CRITICO.
AGUSTIN MONTAÑO.
EDITORIAL TRILLAS.

FALLA DE ORIGEN