1555

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS

PROYECTO Y CALCULO DE LA TERMINAL DE AUTOBUSES "A. D. O." EN JALAPA, VER.

DESCARTE

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

PRESENTA EL PASANTE

CARLOS DELGADO URDAPILLETA

MEXICO, D. F. 1986

Universidad Nacional Autónoma de México
UNAM
Biblioteca Central
Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta 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.

A MIS PADRES

Ejemplo de rectitud y cariño que ha guiado mis actos con firmeza, a quienes viviré eternamente agradecido.

A MIS HERMANOS

Unión fraternal inquebrantable.

A MI NOVIA Srita. Berta Delgado L.

Factor decisivo en la culminación de mis estudios, con cariño y respeto.

AL ING. JORGE A. REBORA.

Con sincero agradecimiento
por la ayuda que me brindó.

A LOS DIRECTIVOS DEL A.D.O.

Rafael Bastón.
Severino Pérez.
Adolfo Castellanos.
Luis Puga.

Con agradecimiento.

A MIS MAESTROS DE LA ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS

Con todo respeto.

A MIS AMIGOS

Eduardo Berrón
Heracio Carreón
Humberto Guzmán
Guillermo Huerta
Alejandro Kegel
Antonio Lorenzo
José Alberto Parrao
Eugenio Riquelme
Esteban Salinas
José Antonio Sánchez
Manuel Turrent

A MIS COMPAÑEROS

A MI QUERIDA ESCUELA

ESCUELA NACIONAL DE INGENIERIA
Dirección
Núm. 731-2433 T
Exp. Núm. 731/214.2/-

UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

Al Pasante señor Carlos DELGADO URDAPILLETA
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección, propuso el señor profesor ingeniero Francisco J. Serrano, para que lo desarrolle como tesis en su examen profesional de Ingeniero CIVIL.

"El sustentante hará el proyecto, cálculos de estabilidad y presupuesto de una Terminal de Camiones que se hará en la Ciudad de Jalapa Ver., el que comprenderá los siguientes capítulos:

I - Estudios urbanísticos para justificar su localización.

II - Plantas, cortes, fachadas, etc... del edificio.

III - Estudios de cimentación y estructura .

IV - Plan de organización de los trabajos y estimación del costo y economía del proyecto".

Ruego a usted tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar su examen profesional.

Muy atentamente.

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
México, D.F.28 de Sepbre. de 1955
EL DIRECTOR

Ing. Javier Barros Sierra

JBS'RFV'meag.

I.- ESTUDIOS URBANISTICOS.

INVESTIGACION GENERAL.

En toda planificación son factores básicos los aspectos: físico, económico, humano, político administrativo y social, ya que de las conclusiones obtenidas de su estudio llegamos a la localización de las zonas de reserva. Refiriéndome en particular al plan piloto de servicios del autotransporte, estas conclusiones me indicaron que en la ciudad de Jalapa, Ver. requería la creación de la terminal de pasajeros puesto que es uno de los puntos principales en donde se registra una mayor concentración de pasajeros.

Para completar la investigación, hemos levantado una afore de vehículos que circulan por el camino, el cual nos ha dado una idea general del movimiento actual de pasajeros en esa ciudad, que nos ha servido de base para la solución de los problemas, que este fenómeno representa en el aspecto de las terminales de pasajeros y servicios anexos de las diferentes empresas que efectúan el servicio de pasajeros.

Para conocer las necesidades de la terminal en estudio, se ha procedido a recabar una serie de datos relacionados con el número de unidades que posee la empresa para el servicio, así como los horarios y números de corridas que éstos efectúan, para conocer la frecuencia de salidas y llegadas de los autobuses.

Lo referente a la capacidad de la terminal, así como el estudio de los radios de giro y demás características o especificaciones de los autobuses que se emplean en este tipo de servicio, nos han proporcionado las medidas y datos para proyectar y localizar los elementos arquitectónicos de la terminal de pasajeros, tales como sala de espera, andenes, taquillas, patios de maniobra y servicio en general.

ESTUDIO URBANISTICO.

Para proyectar la terminal de Autobuses de Oriente A.D.O., ha sido necesario efectuar una serie de estudios previos estadísticos y urbanos de la ciudad de Jalapa, Ver.

Para el caso particular de la terminal en cuestión, fué necesario reunir y deducir los siguientes datos,

con objeto de completar un estudio, para proyectar y resolver los problemas acertadamente, con el cual se tendrá la solución de las necesidades requeridas.

Todo esto se tuvo que hacer, por carecer en la ciudad de Jalapa, Ver. de un buen Plano Regulador.

Se hicieron estudios de localización de las zonas comerciales, edificios gubernamentales, estaciones terminales actuales, rutas urbanas y foráneas, con objeto de encontrar la localización apropiada del terreno. Este problema fué resuelto estudiando la localización de un terreno existente y que ha sido señalado por las personas interesadas para construír la citada terminal.

Después de haber comparado la cituación del terreno con las zonas apropiadas para la construcción, se notó que a pesar de no tener todas las ventajas necesarias, si reúne las condiciones indispensables para la construcción del edificio, por lo tanto se aceptó el terreno teniendo en cuenta la dificultad práctica que acarrearía escoger un terreno que cumpliera satisfactoriamente con todas las necesidades, pero con construcciones existentes o con dificultades topográficas.

El terreno escogido se encuentra en la Avenida Manuel Avila Camacho, que es la principal en Jalapa. Dicha Avenida es la continuación de la carretera Jalapa-Veracruz.

La terminal se encuentra retirada de las zonas comerciales así como de los hoteles más importantes, es decir fuera del primer cuadro de la ciudad, siendo, desde este punto de vista inconveniente para los usuarios de los autobuses, porque implica tomar un medio de transporte urbano para poder dirigirse hacia la zona comercial de la ciudad.

En el lugar donde se encontraba la terminal (más bien paradero) o sea en el centro de la ciudad, representaba para los usuarios de los autobuses una comodidad, ya que simplemente caminando podían ir a los hoteles principales, o bien por encontrarse en la zona comercial tenía toda clase de transportes urbanos a su disposición. Esto como una ventaja, pero como desventajas podemos enumerar:

1.- Se provocaban congestionamientos de tránsito al efectuar los vehículos sus maniobras en plena vía publica.

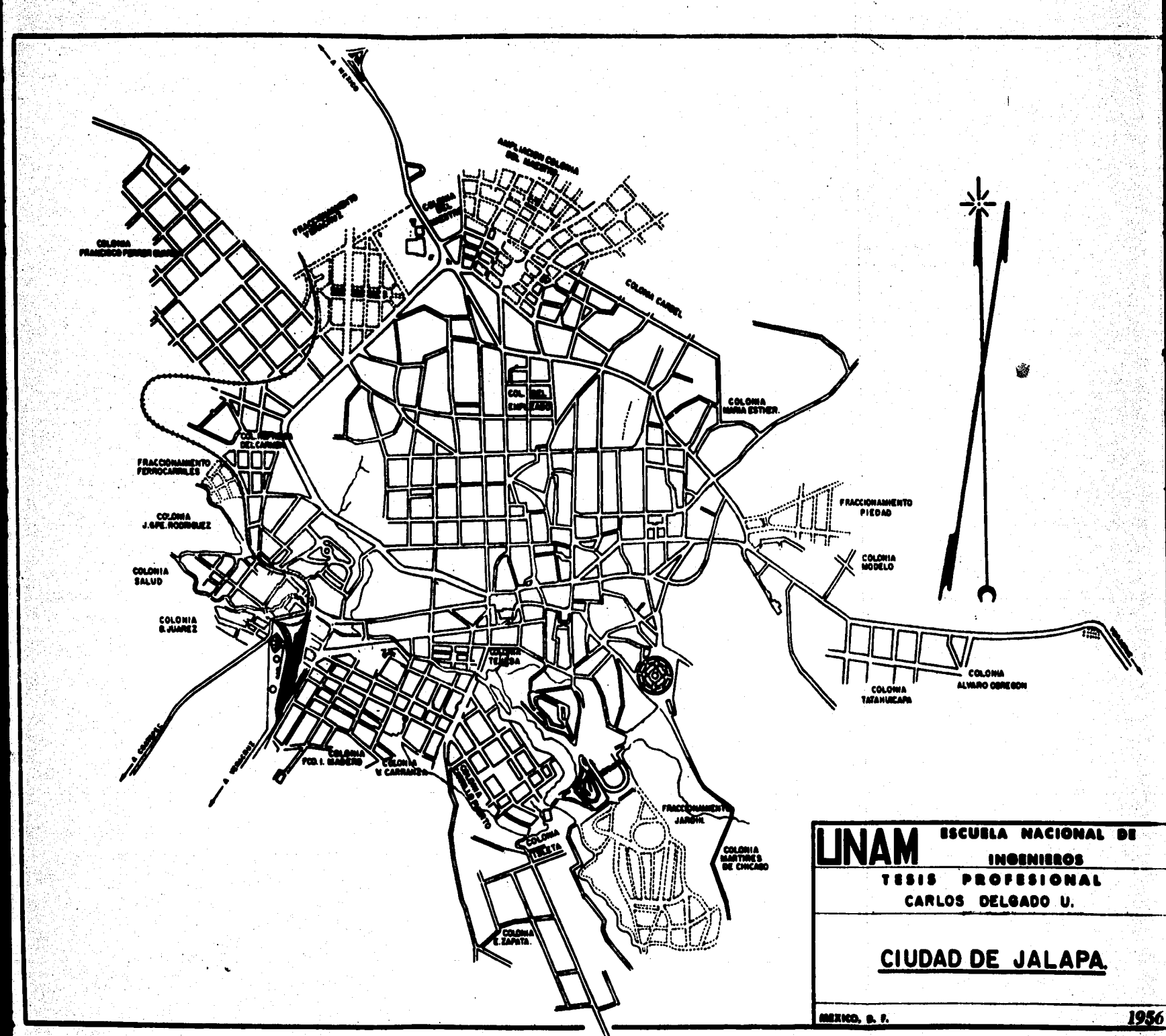
2.- Efectuaban una serie de movimientos hacia gasolineras, garage, talleres de reparación, además de los gastos erogados por tales servicios al carecer de ellos en su propia terminal.

3.- Su acceso hacia y desde las carreteras era difícil.

4.- Carecían de toda comodidad para los usuarios y de servicios para los empleados.

Todos estos inconvenientes se solucionaron en gran parte con la creación de la nueva terminal de pasajeros, que además de estar localizada respondiendo a las necesidades creadas por la zonificación urbana y el estudio de rutas y aforos, contará con los elementos indispensables tendientes a la mejor prestación del servicio.

No. Salidas diarias Actuales.	10
No. Llegadas diarias Actuales.	10
No. Salidas diarias Futuras.	16
No. Llegadas diarias Futuras.	16
Máxima normal salidas actuales misma hora.	3
Máxima normal salidas futuras misma hora.	4
Máxima normal llegadas actuales misma hora.	3
Máxima normal llegadas futuras misma hora.	4
Capacidad máxima por autobús.	32
Capacidad media por autobús.	22
Promedio de acompañantes por pasajero salidas.	2 personas
Promedio de acompañantes por pasajero llegada.	1 persona
Promedio de equipaje por pasajero.	2 pzas.
Máxima población actual (pasajeros y acompañantes) a las horas de máxima. (salida y llegada).	90 personas
Máxima población futura a las horas de máxima	120 personas
Permanencia del pasajero en la termina.	30 minutos
Permanencia de los acompañantes.	45 minutos
Tiempo máximo para abordar autobús.	10 minutos



UNAM ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS

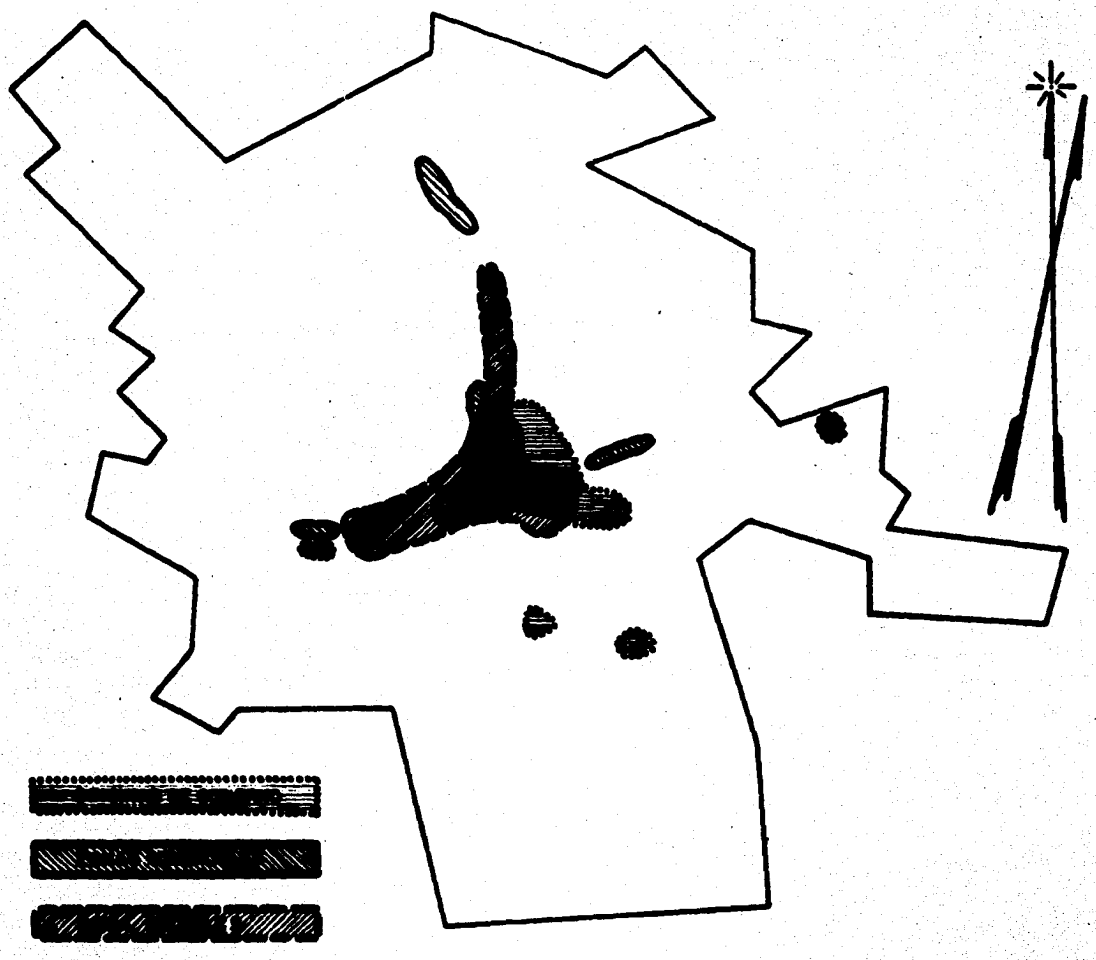
TESIS PROFESIONAL

CARLOS DELGADO U.

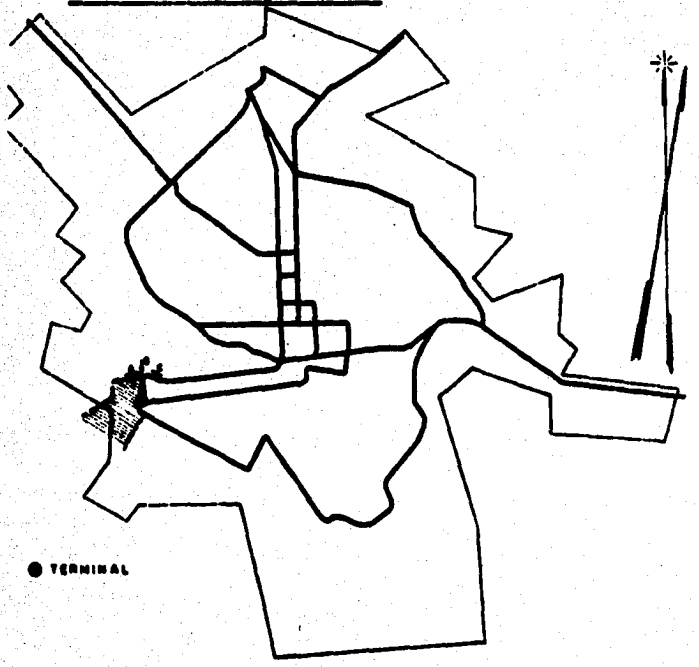
CIUDAD DE JALAPA.

MEXICO, D. F. 1956

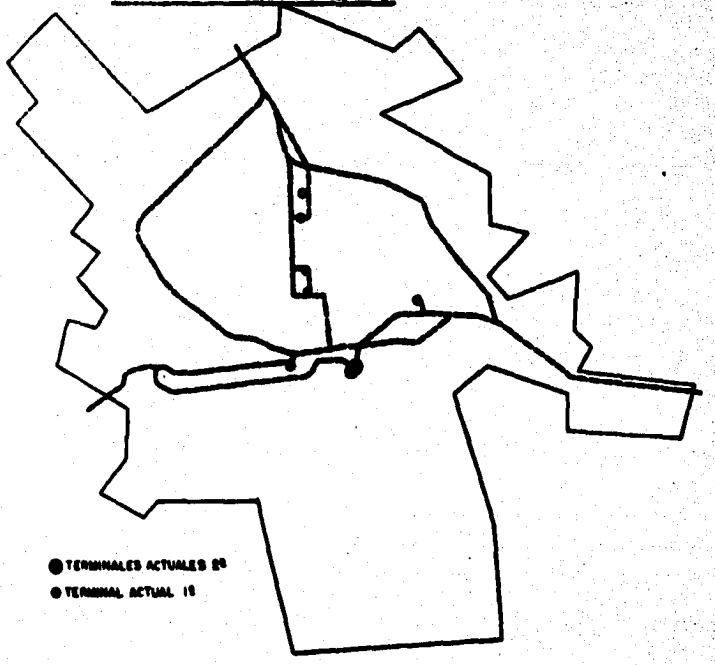
Cuernavaca
México



RUTAS URBANAS



RUTAS FORANEAS



II.- PROYECTO DE LA TERMINAL .

GENERALIDADES.

Se ha considerado el máximo de autobuses que salen y llegan en el transcurso de una hora; de esta manera se pueden obtener las areas necesarias del patio de maniobras, del estacionamiento de autobuses asi como garages, talleres de reparación, etc.

El movimiento máximo de pasajeros se determinó de acuerdo con el número de camiones que salen y llegan a la población en el transcurso de una hora.

Para el movimiento máximo de personas, se ha tomado en cuenta los pasajeros y personas que los acompañen en la misma hora en el que el movimiento de camiones es máximo. Se consideraron dos acompañantes por cada persona que sale y un acompañante por cada pasajero que llega.

En esta forma puede determinarse la capacidad total de la terminal.

Los radios de giro de los autobuses influyen en forma determinante en la solución del patio de maniobras, para proyectar las separaciones y espacios de autobuses en los andenes, salida, entrada, talleres, etc. y lograr una fácil maniobra de los mismos dentro de la terminal.

OFICINA ADMINISTRATIVA.

La oficina administrativa se ha localizado a un lado de la sala de espera con sus respectivas ventanillas de taquilla, local para correo, telégrafos y el equipo de radio para comunicarse con las unidades en servico y con otras terminales a lo largo de la ruta. La oficina de la gerencia se encuentra localizada en el segundo piso desde la cual se domina perfectamente la oficina administrativa y el movimiento de pasaje.

EQUIPAJE.

Inmediatamente que llegue el pasajero a la terminal y después de obtener su boleto en la taquilla, se dirige a depositar su equipaje en la sección correspondiente, que está ligada directamente a los andenes para facilitar las maniobras de bultos y equipajes en un lugar de fácil acceso dentro de la sala de espera.

SALA DE ESPERA.

La sala de espera se ha localizado entre la oficina y los andenes, logrando así una circulación directa, para evitar los posibles cruces tendiendo siempre a lograr el mínimo de movimientos y suprimir el retorno, por medio de circulaciones perfectamente definidas.

ANDEN.

Los andenes están cubiertos por una losa velada para evitar los efectos de los elementos naturales. El acceso a ellos es directo de la sala de espera, a través de puertas corredizas de cristal que, además de circulación del aire, permiten gran visibilidad.

RESTAURANT.

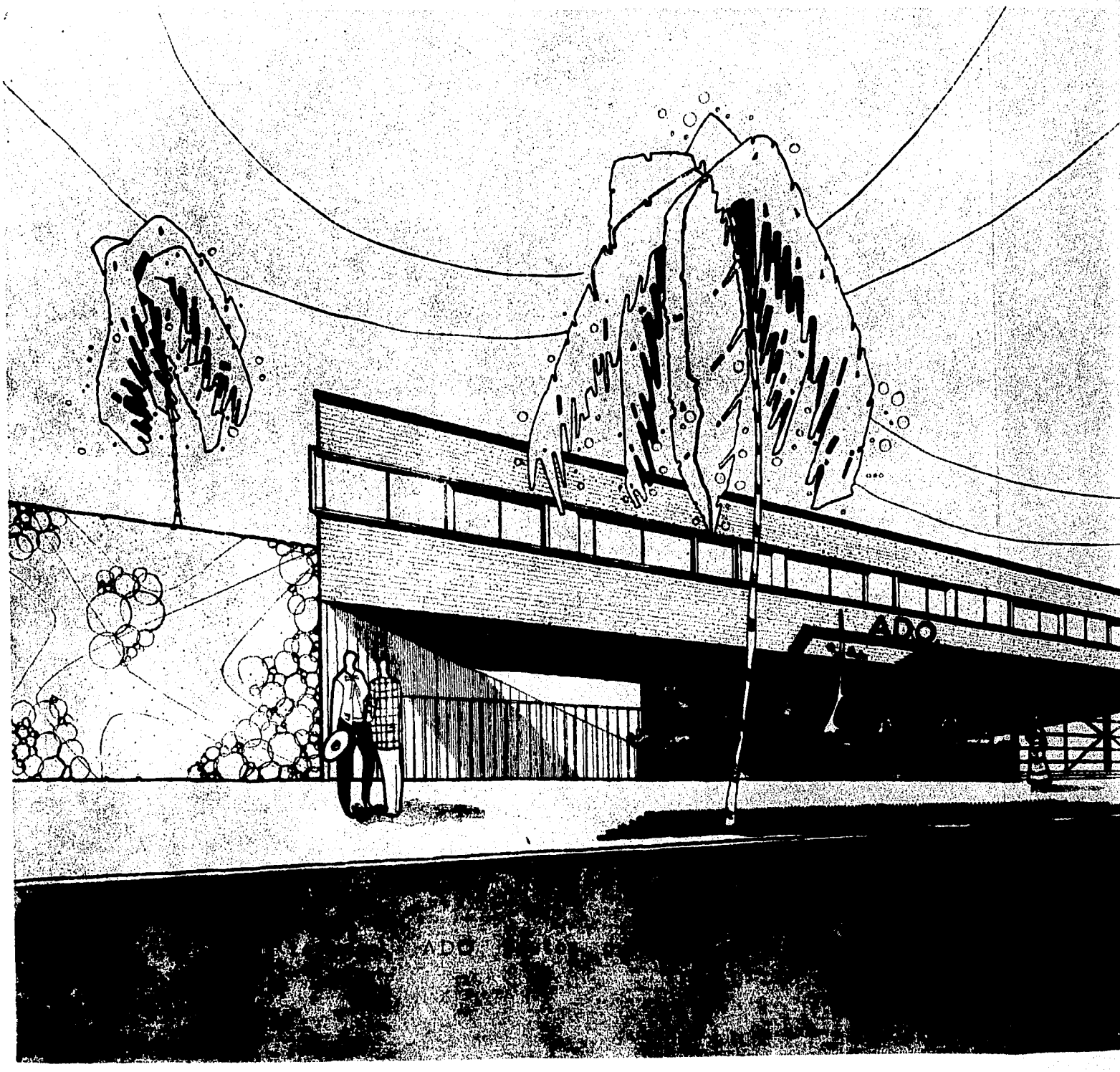
El restaurant está localizado junto a la sala de espera, servido con una cocina que cuenta con todos los elementos indispensables. Hay también una barra para el servicio rápido, necesario en ese tipo de edificios.

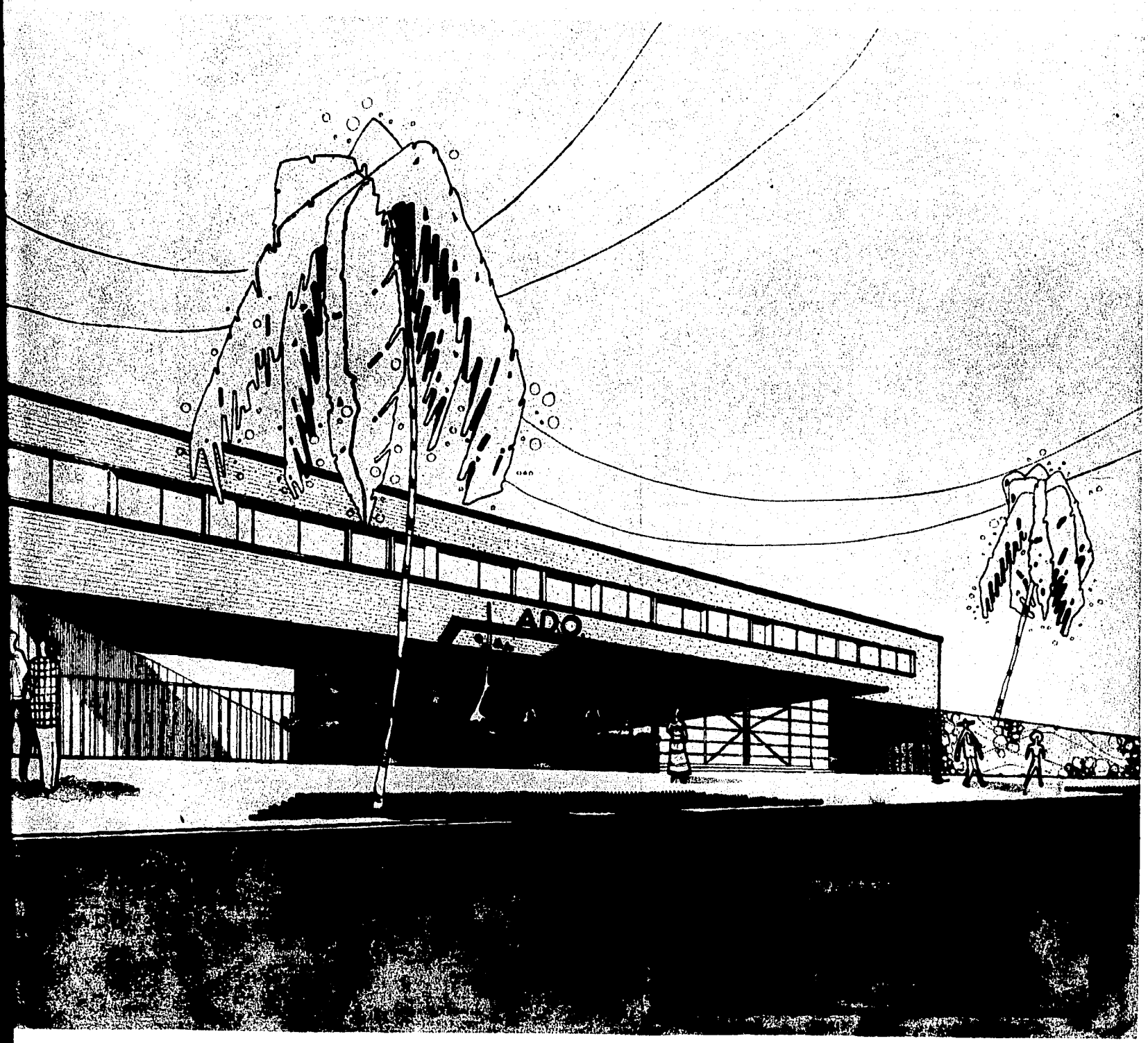
SANITARIOS.

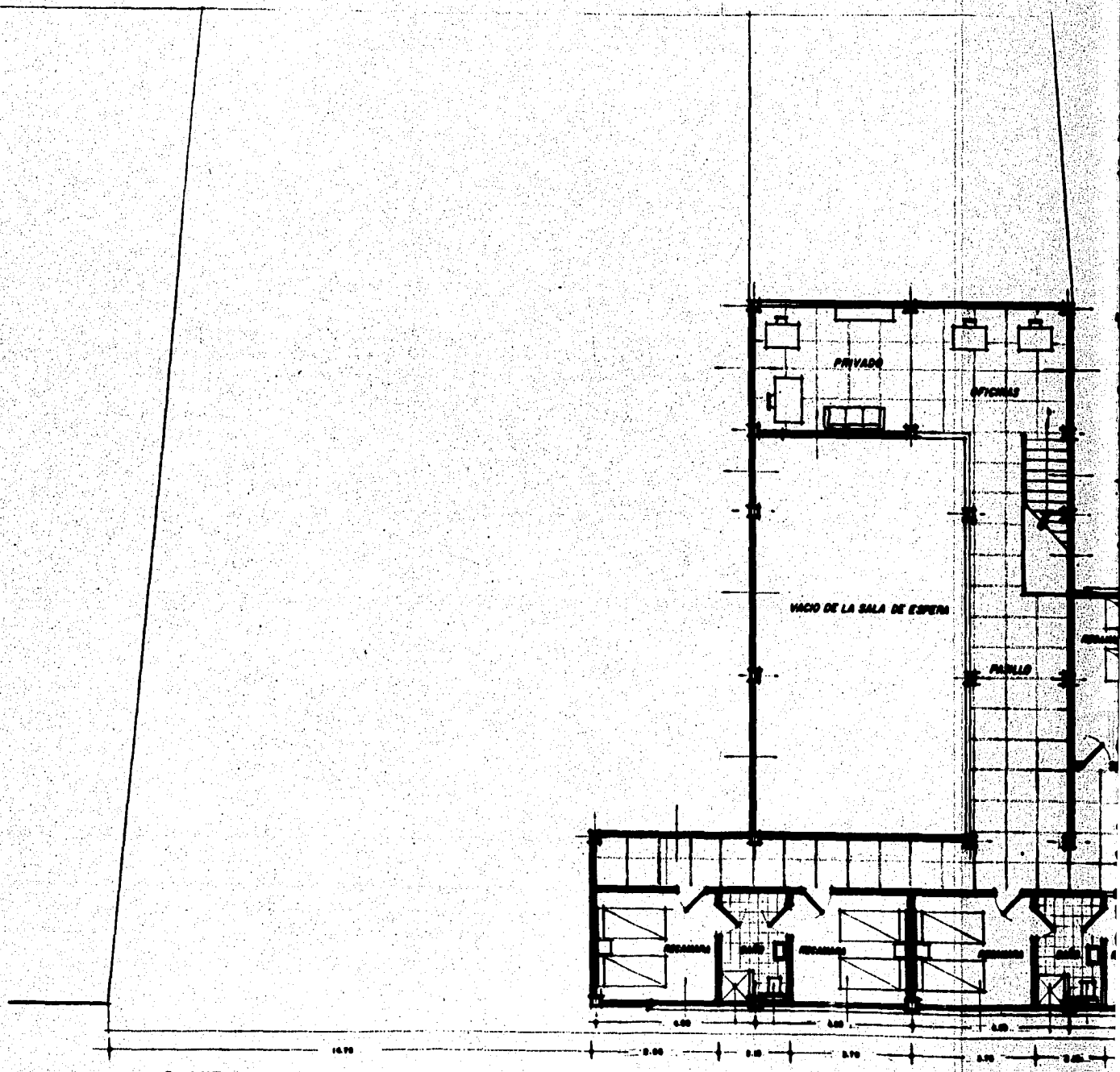
Los sanitarios para el uso de los pasajeros se han localizado convenientemente en lugares de fácil acceso.

HOTEL PARA OPERARIOS.

El hotel para operarios está situado en el segundo piso de la terminal logrando en esta forma, un servicio eminentemente social para los trabajadores de la línea.

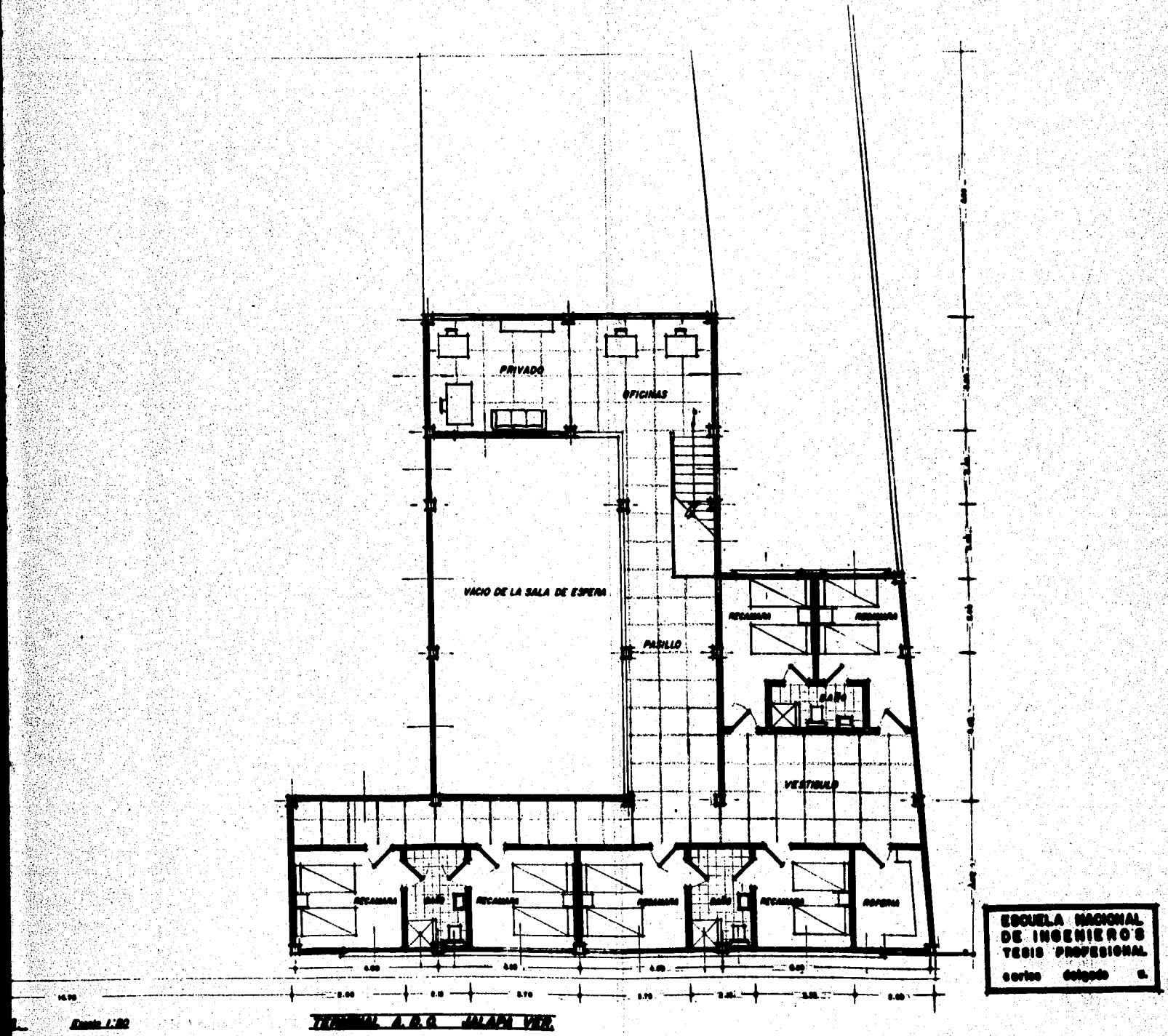

ADO
ADO

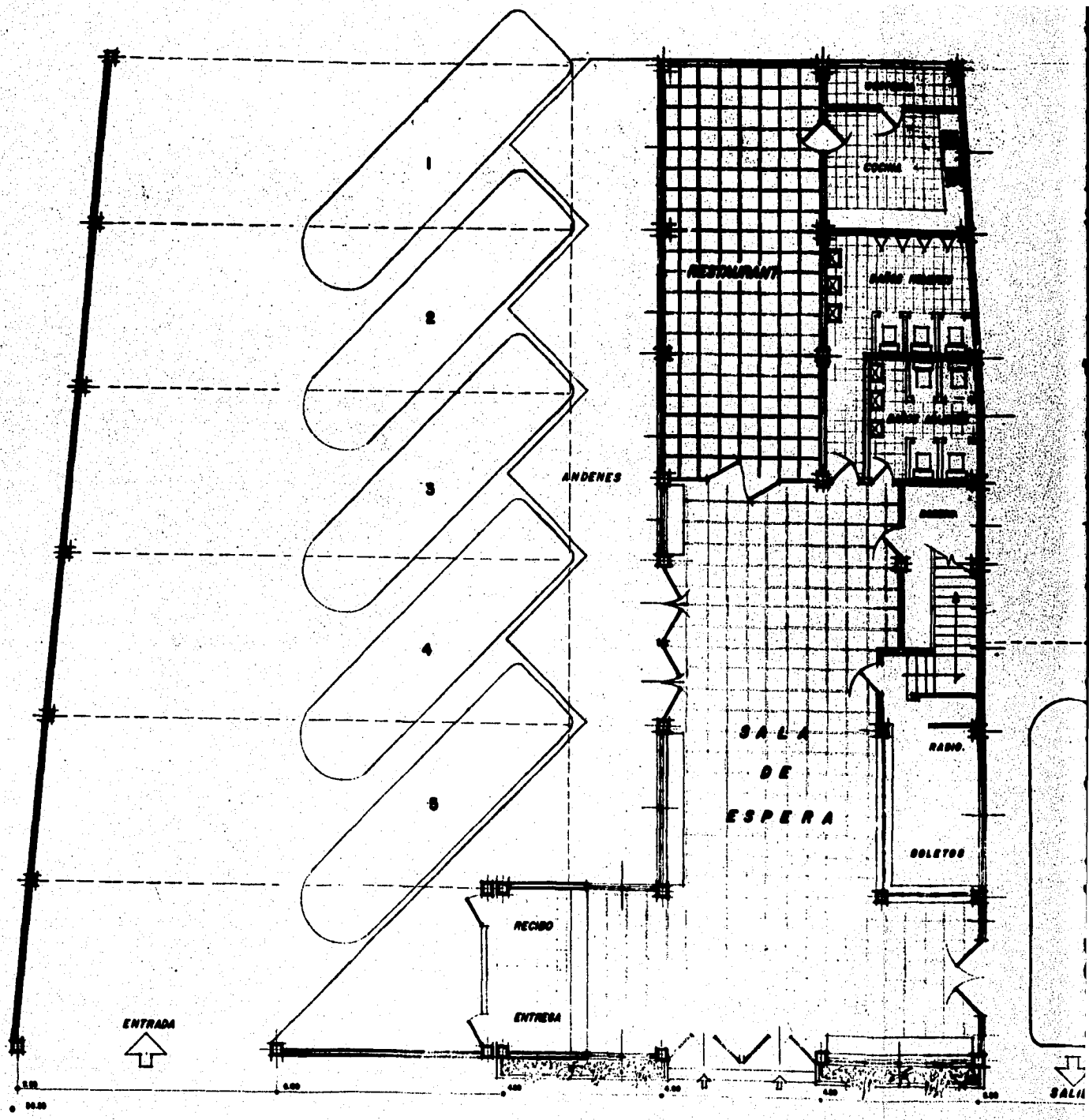

LADO



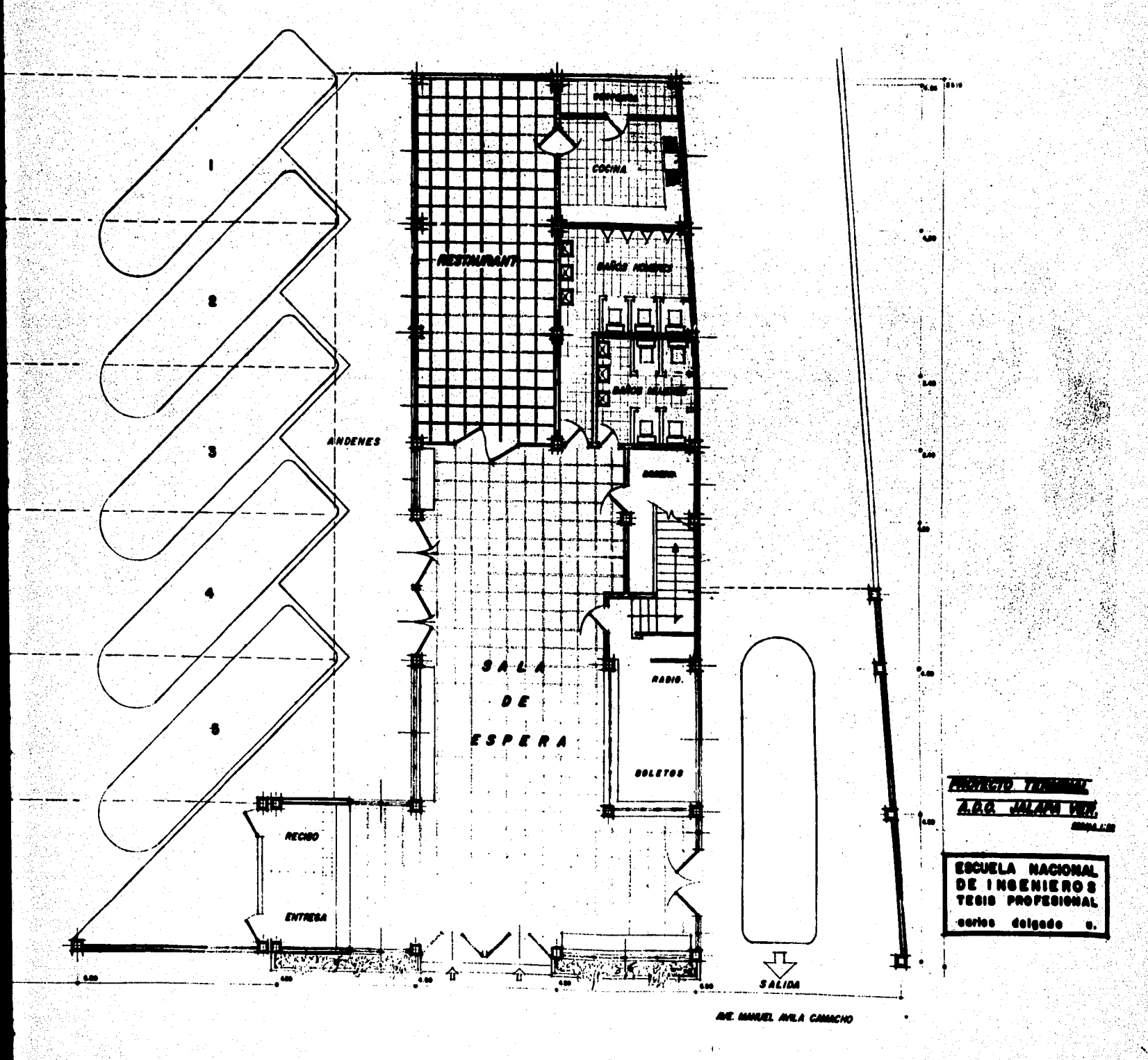
PLANTA ALTA. Escala 1:50

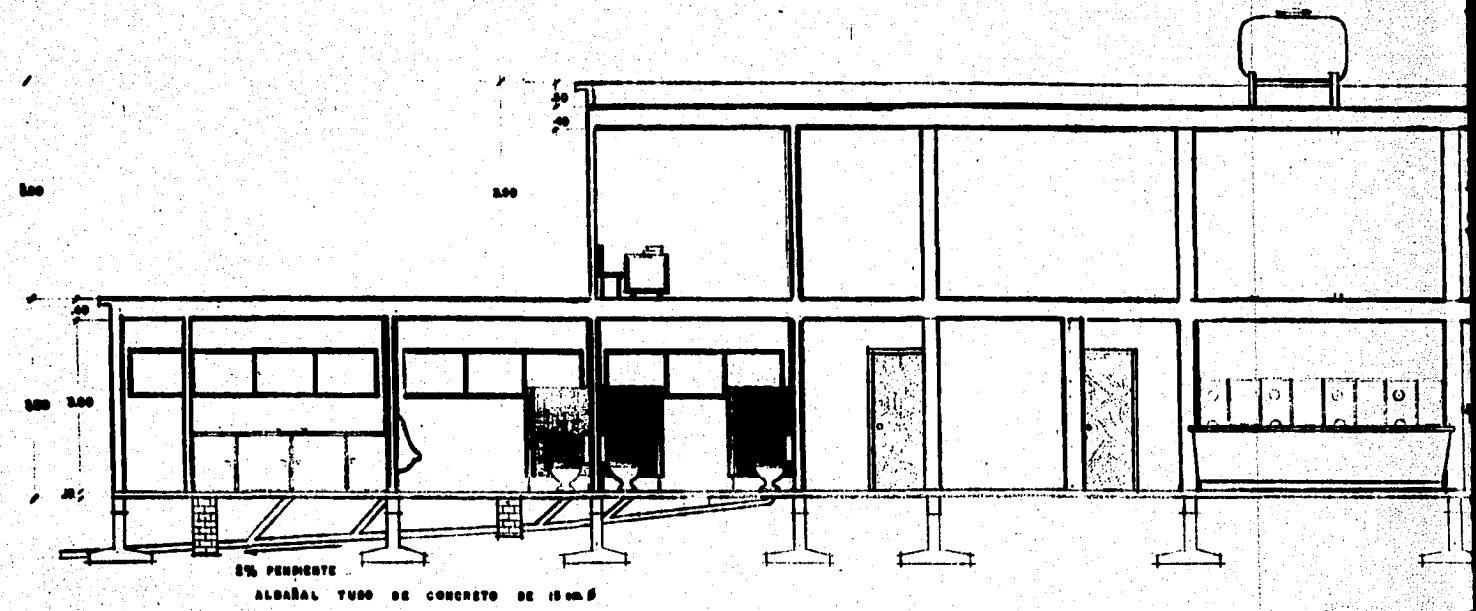
TERMINAL A.T.C. JALAPA VER.


PRIVADO
OFICINAS
VACIO DE LA SALA DE ESPERA
PASILLO
RECAMARA
RECAMARA
SALA
VESTIBULO
RECAMARA
BAÑO
RECAMARA
RECAMARA
BAÑO
RECAMARA
RECAMARA
ESCUELA NACIONAL
DE INGENIEROS
TESIS PROFESIONAL
Escala 1:50
TERMINAL A.B.C. JALAPA VER.

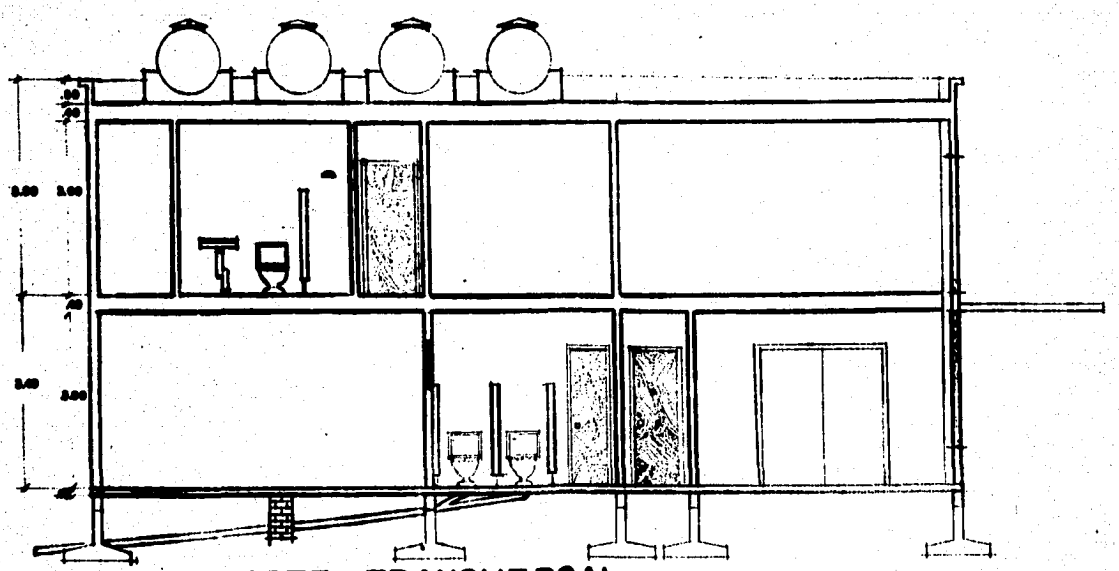

1
2
3
4
5
ANDENES
RESTAURANT
COCINA
SALA
DE
ESPERA
RADIO.
BOLETOS
RECIBO
ENTREGA
ENTRADA
SALI

PLANTA BAJA


COCINA
RESTAURANT
BAÑOS HOMBRES
BAÑOS MUJERES
ANDENES
SALA
DE
ESPERA
RADIO.
BOLETOS
RECIBO
ENTREGA
SALIDA
AVE. MANUEL AVILA CAMACHO
1
2
3
4
5
ESCUELA NACIONAL
DE INGENIEROS
TESIS PROFESIONAL
carlos delgado u.



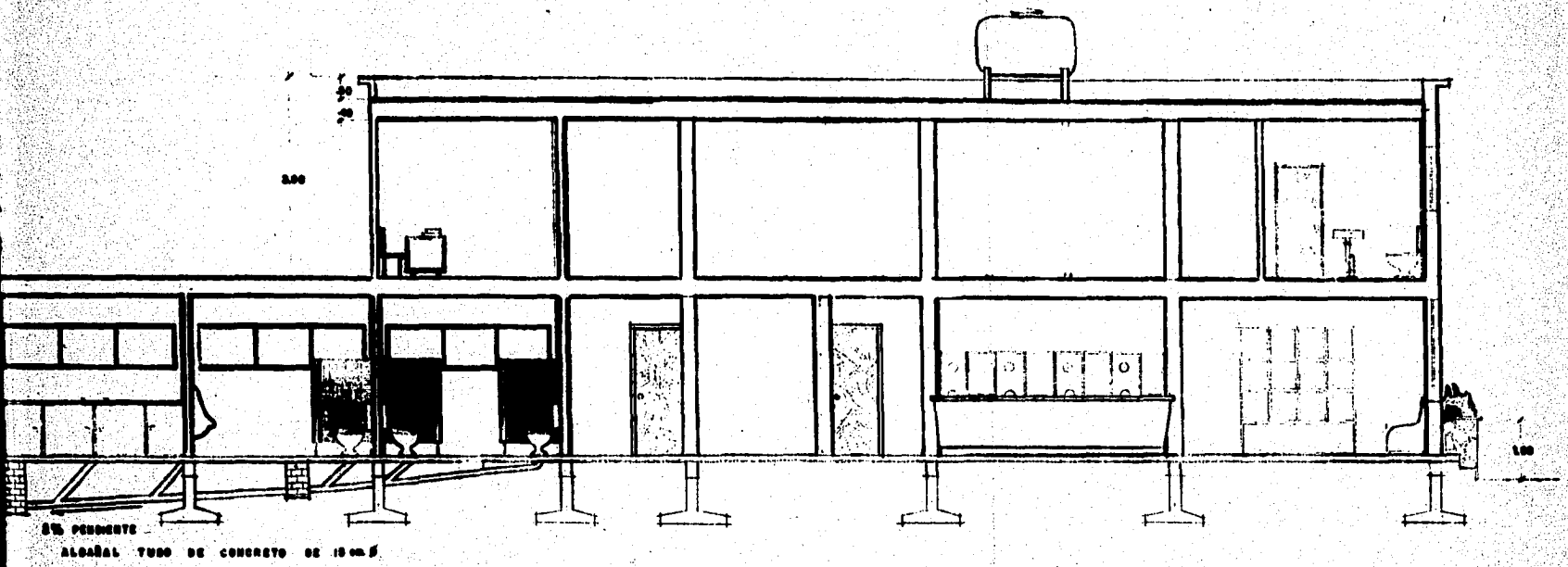
CORTE LONGITUDINAL



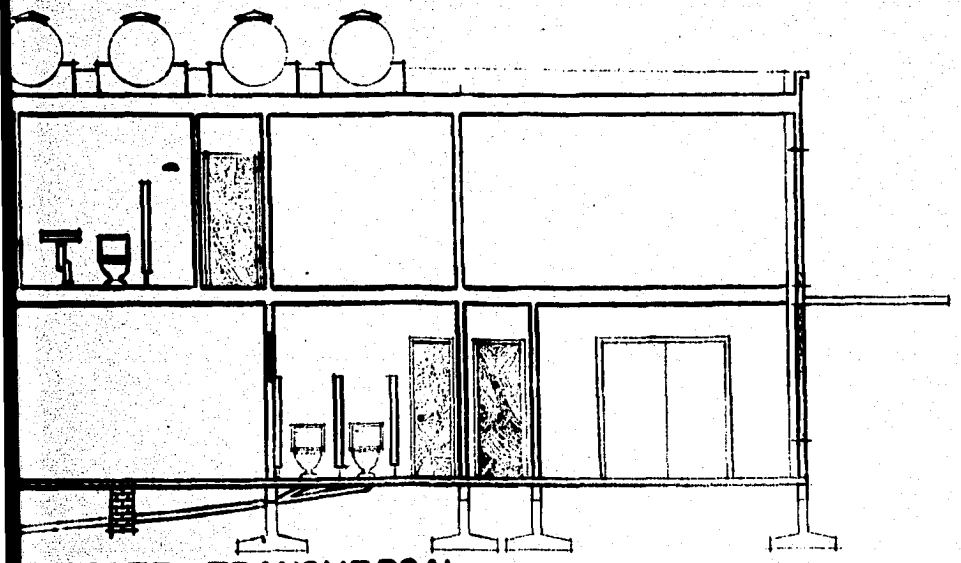
CORTE TRANSVERSAL

ESCALA 1:50

TERMINAL A.D.O.
JALAPA VER.



CORTE LONGITUDINAL

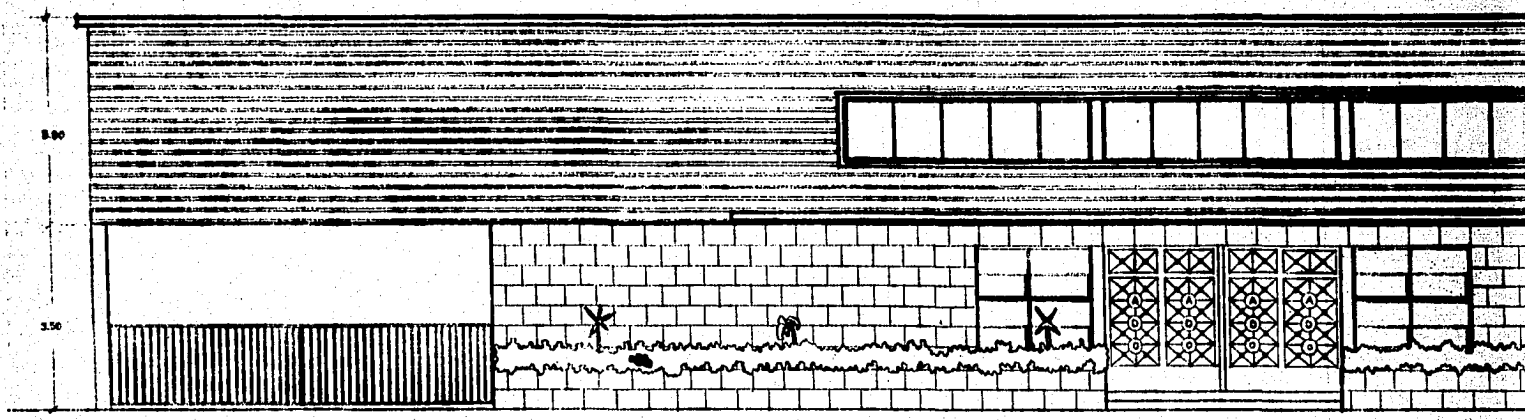


CORTE TRANSVERSAL

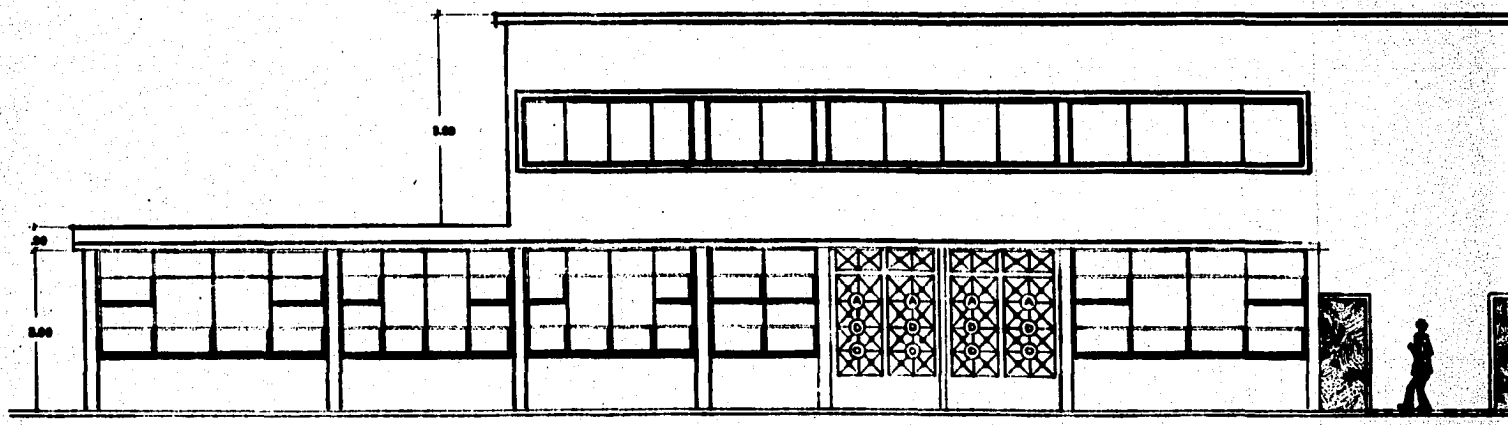
TERMINAL A.D.O.
JALAPA VER.

ESCUELA NACIONAL
DE INGENIEROS
TESIS PROFESIONAL

carlos delgado u.



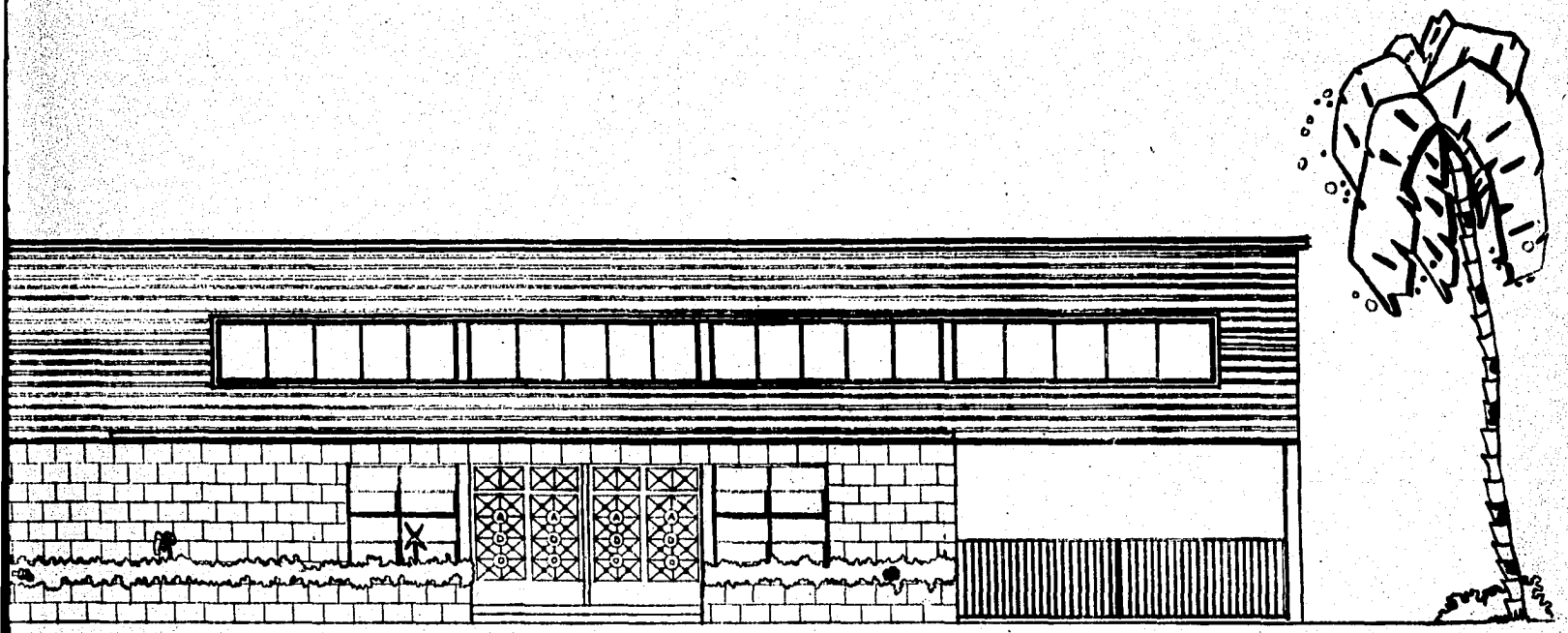
FACHADA PRINCIPAL



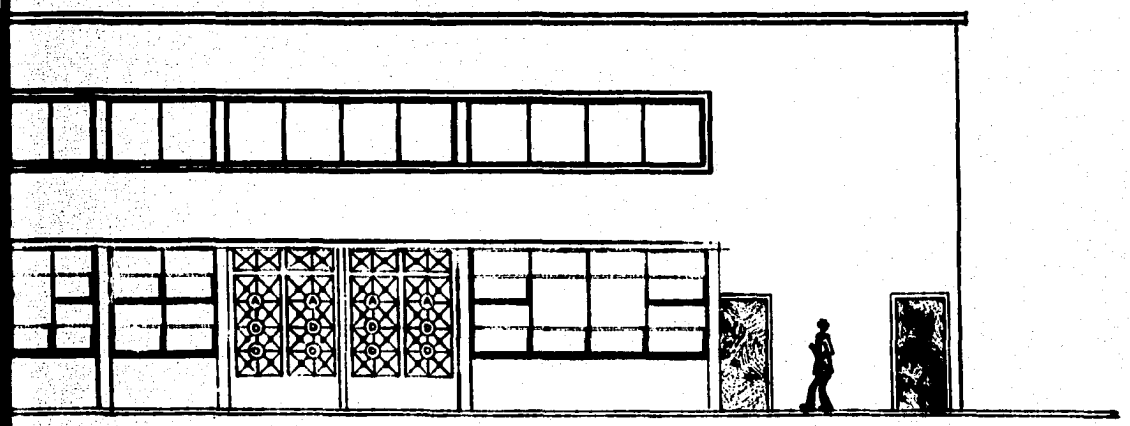
FACHADA INTERIOR DESDE LOS ANDENES

ESCALA 1:50

TERMINAL A.D.O. JALAPA VE



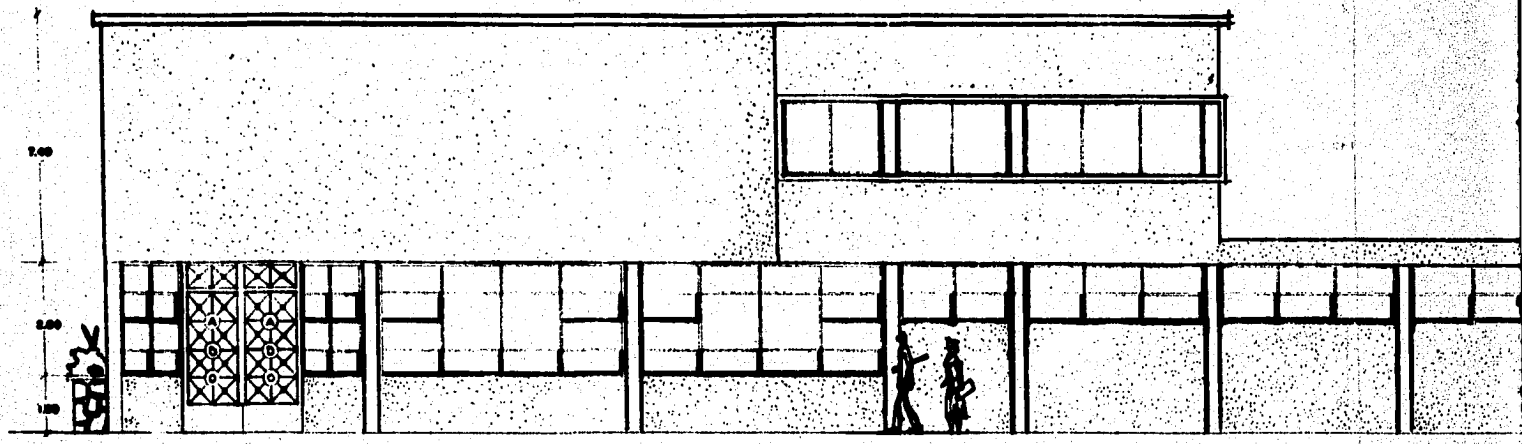
FACHADA PRINCIPAL



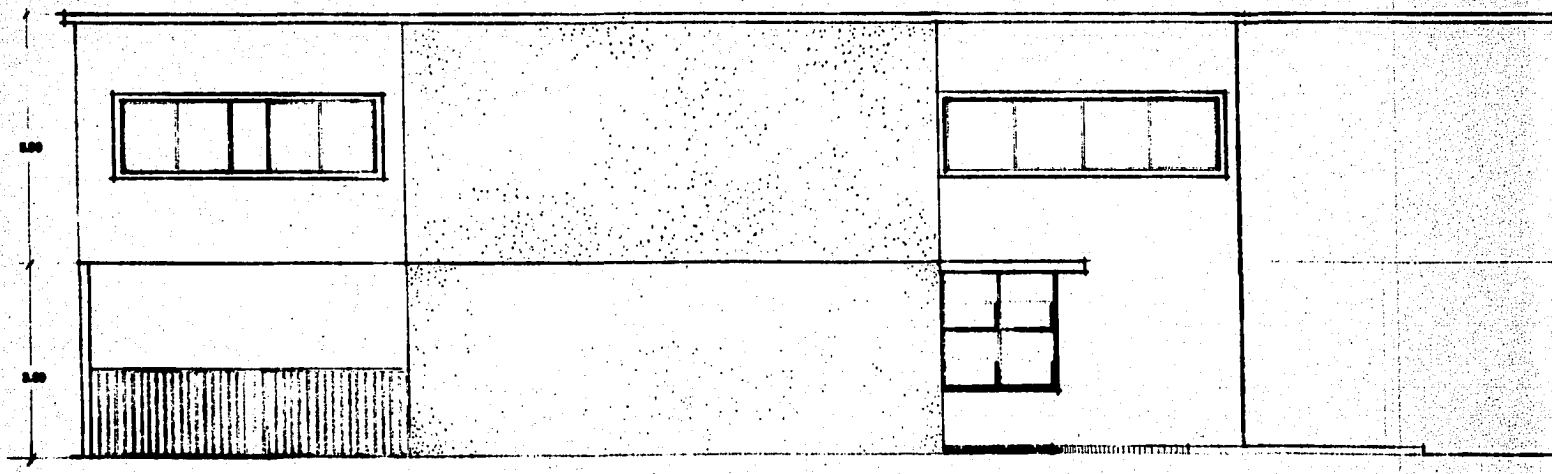
OR DESDE LOS ANDENES

TERMINAL A.D.O. JALAPA VER.

ESCUELA NACIONAL
DE INGENIEROS
TESIS PROFESIONAL
carlos delgado u.



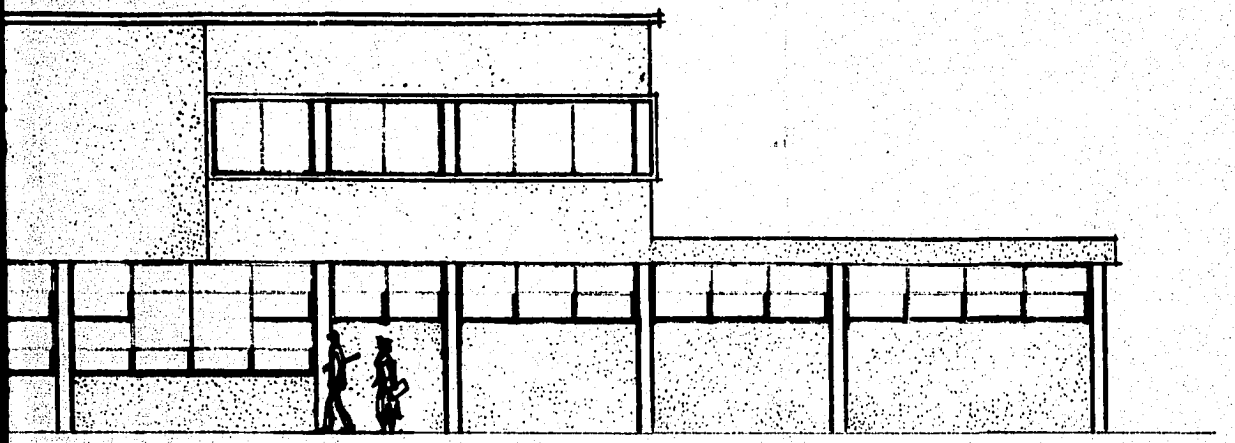
FACHADA LATERAL



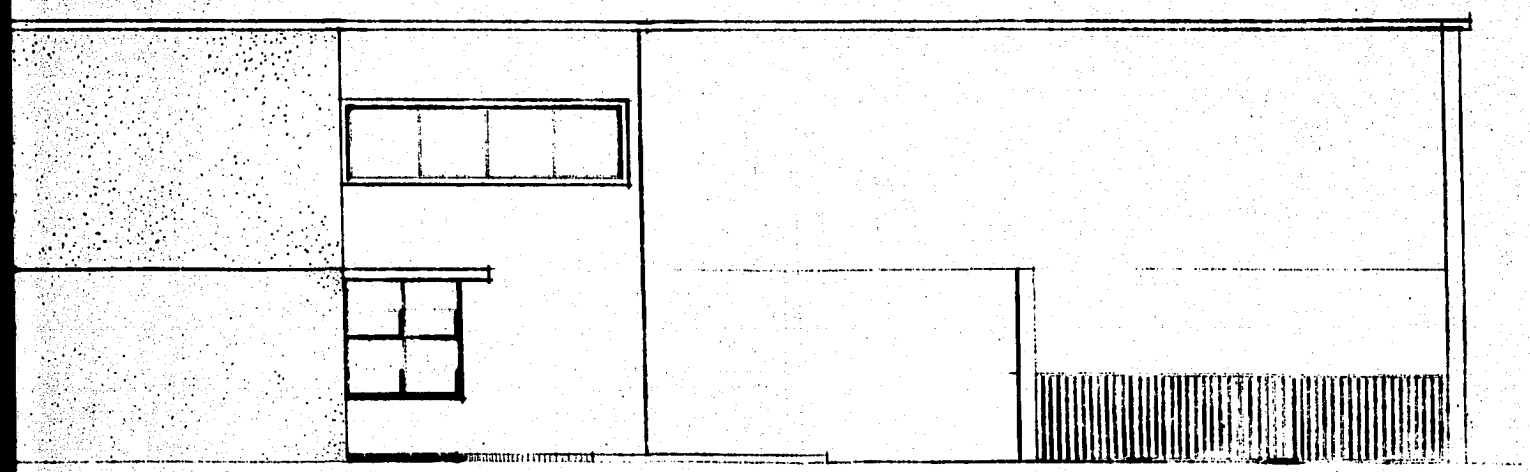
FACHADA POSTERIOR

ESCALA 1:50

TERMINAL A.D.O. JALAP



FACHADA LATERAL

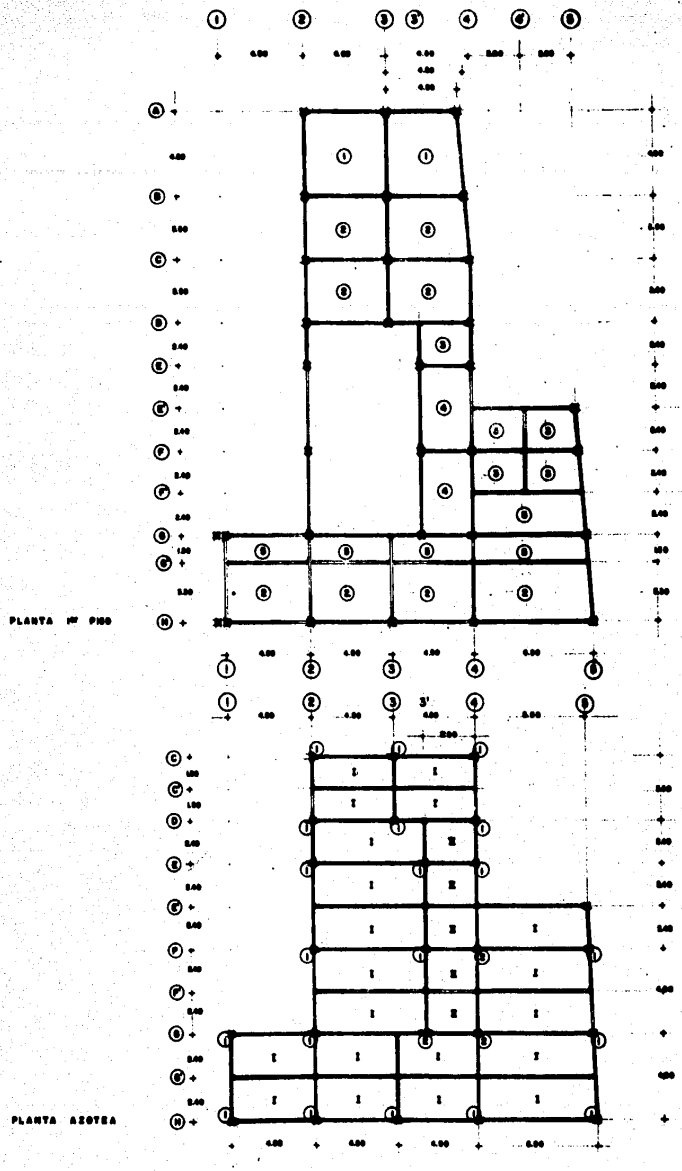


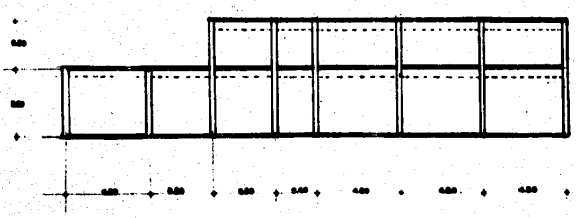
FACHADA POSTERIOR

TERMINAL A.D.O. JALAPA VER.

ESCUELA NACIONAL
DE INGENIEROS
TESIS PROFESIONAL

carlos delgado u.





PLANO ESTRUCTURAL

ESC. 1/100

ESCUELA NACIONAL
DE INGENIEROS
TESIS PROFESIONAL

carlos delgado u.

RESOLUCION DEL MARCO.

CARGAS.

1.- Especificación de cargas.

Las cargas que actúan sobre cualquier estructura son de dos tipos:

a) Cargas muertas

b) Cargas vivas { Permanentes / Accidentales.

CARGAS MUERTAS.- Son aquellas que toman parte integrante de la construcción, como son: muros, losas, trabes, columnas, pisos, aplanados etc.

El peso propio de la estructura no se puede determinar de una manera exacta, ya que se necesitarán conocer de antemano las secciones de los diferentes elementos que la componen, por lo que se toman dichas secciones por comparación a casos similares, o por medio de un ante-proyecto y tomando como peso volumétrico del concreto armado, el de 2400 kg/m3.

CARGAS VIVAS.- Son aquellas que gravitan sobre la construcción sin ser parte integrante de élla, y pueden ser del tipo permanente o del accidental. Por seguridad se consideran actuando en toda la superficie, pues aunque están concentradas en un punto éste es muy variable.

Permanentes.- Son aquellas que soportan la construcción de un modo continuo o casi continuo, como: tránsito de gente, muebles e instalaciones fijas del edificio.

Accidentales.- Son aquellas que actuan sobre la construcción en forma completamente irregular, como: la acción del viento y los sismos.

Según el reglamento de la construcción, la fuerza horizontal que produce el viento es de 70 kg/m2.

El coeficiente Sísmico (relación de la aceleración del tembler supuesto a la acelaración de la gravedad) que

usaremos es de 0.025, ya que el tipo de nuestro edificio queda comprendido en el tipo III del Artículo 12 del Capitulo 41 I del Reglamento de las Construcciones.

Las cargas que utilizaremos para el cálculo de la estructura son las que especifica el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal en su Artículo 41 I.

CARGAS UNITARIAS

Tipo:	
Azotea	Carga Neta
c.v.	100 kg/m2
P.p.Losa 10 cm.	250 kg/m2
Piso terrado y enladrillado	150 kg/m2
	500 kg/m2

RECAMARAS Y ESTANCIA

c.v.	150 kg/m2
P.p. Losa 1o cm.	250 kg/m2
Piso mosaico y firme	125 kg/m2
	525 kg/m2

BAÑOS, COCINA, PASILLOS Y ESCALERA

c.v.	200 kg/m2
P.p losa 1o cm.	250 kgm2
Piso mosaico y firme	125 kg/m2
	575 kg/m2

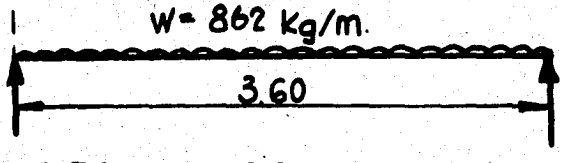
MUROS

Muros exteriores de 14 cm. de tabique rojo	250 kg/m2
Para una altura de 2.6o m.	650 kg. m.l/2.60

PLANTA AZOTEA

Determinación de las cargas que intervienen en el marco:

TRABE EJE 4 (C - D)



Pretil Tabique de 0.14 m.

$3.60 \times 0.60 \times 250 = 540$ kg

P.p. losa

$\frac{3.60 \times 1.80}{2} \times 250 = 810$ kg

Entortado y Ladrillado

$\frac{3.60 \times 1.80}{2} \times 150 = 487$ kg

P.p. Trabe

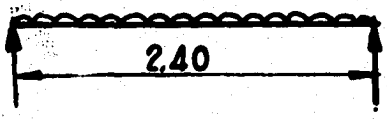
$(0.55 \times 0.20 \times 3.60)2400 = 950$ kg

C.V.

$\frac{3.60 \times 1.80}{2} \times 100 = 324$ kg

3111 kg

TRABE EJE 4 (D - E)



Pretil muro tabique de 0.14 m.

$2.40 \times 0.60 \times 250 = 360$ kg

P.p. Losa

$\frac{2.40 \times 1.10}{2} \times 250 = 330$ kg

Entortado y Ladrillado

$\frac{2.40 \times 1.10}{2} \times 150 = 190$ kg

P.p. Trabe

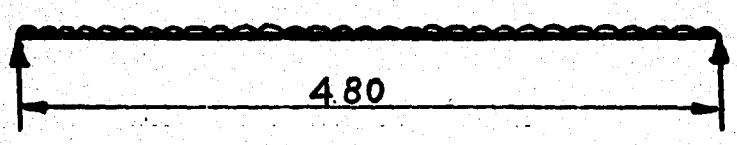
$(0.55 \times 0.20 \times 2.40)\ 2400 = 638$ kg

Carga Viva

$\frac{2.40 \times 1.10}{2} \times 100 = 132$ kg

1650 kg

TRABE EJE - 4 (E - F)



Pretil Muro Tabique 0.14 m.

4.80 X 0.60 X 250 = 720 kg

P.p. Losa

$(4.80 + 1.80)\ \frac{1.50}{2} \times 150 =$ 1240 kg

Entortado y Enladrillado

$(4.80 + 1.80)\ \frac{1.50}{2} \times 150 =$ 740 kg

P.p. Trabe

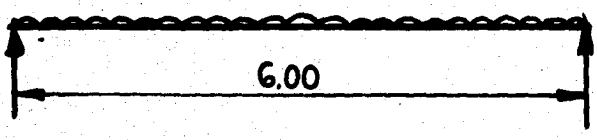
(0.40 x 0.20 x 4.80) 2400 = 925 kg

Carga Viva

$(4.80 \times 1.80)\ \frac{1.50}{2} \times 100 =$ 495 kg

4120 kg

Cálculo de la concentración en el marco debida a la trabe según eje E^1 - 4 - 5



Pretil Muro Tabique 0.14 m.

0.60 X 6.00 X 250 = 905 kg

P.p. Losa

1.20 X 6.00 X 250 = 1800 kg

Entortado y Enladrillado

1.20 X 6.00 X 150 = 1080 kg

P.p. Trabe

(0.40 x 0.20 x 6.00) 2400 = 1160 kg

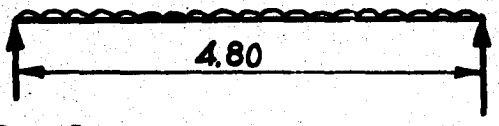
c.v.

1.20 X 6.00 X 100 = 720 kg

5665 kg

$R_1 = R_2 = \frac{5665}{2} = 2832$ kg.

Trabe Eje - 4 (F - G)



P.p. Losa

$(4.80 + 1.80)\ \frac{1.50}{2} \times 250 = 1240$ kg

Entortado y Ladrillado

$(4.80 + 1.80)\ \frac{1.50}{2} \times 150 = 740$ kg

P.p. Trabe

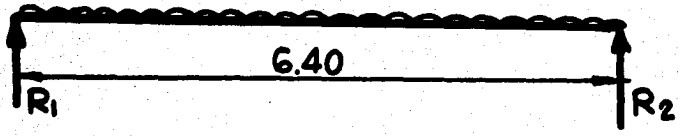
$(0.40 \times 0.20 \times 4.80)\ 2400 = 925$ kg

c.v.

$(4.80 + 1.80)\ \frac{1.50}{2} \times 100 = 495$ kg

3400 kg

Cálculo de la concentración en el marco debido a la Trabe según Eje F1 (4 - 5)



P.p. Losa

$6.40 \times 2.40 \times 250 = 3850$ kg

Entortado y Ladrillado

$6.40 \times 2.40 \times 150 = 2300$ kg

P.p. Trabe

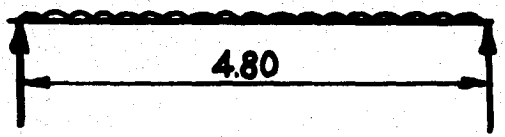
$(0.40 \times 0.20 \times 6.40)\ 2400 = 1230$ kg

c.v.

$6.40 \times 2.40 \times 100 = 1520$ kg

8900 kg

TRABE EJE - 4 (G - H)



P.p. Losa

$4.80 \times \frac{2.40}{2} \times 250 = 1440$ kg

Enladrillado y Entortado

$4.80 \times \frac{2.40}{2} \times 150 = 865$ kg

P.p. Trabe

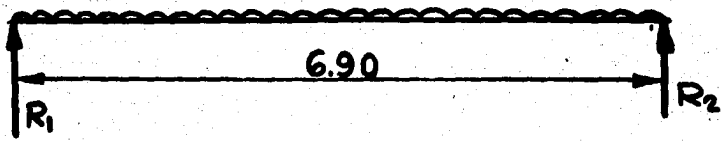
$(0.40 \times 0.20 \times 4.80)\ 2400 = 925$ kg

c.v.

$4.80 \times \frac{2.40}{2} \times 100 = 575$ kg

3805 kg

Cálculo de la concentración en el marco debido a la - TRabe según Eje G1 (4 - 5)



P.p. Losa

$6.90 \times 2.40 \times 250 = 4140$ kg

Entortado y Enladrillado

$6.90 \times 2.40 \times 1.50 = 2490$ kg

P.p. Trabe

$(6.90 \times 0.40 \times 0.20)\ 2400 = 1330$ kg

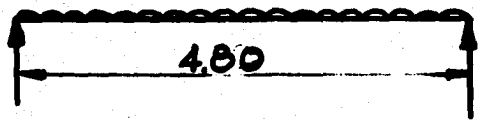
c.v.

$6.90 \times 2.40 \times 100 = 1660$ kg

9620 kg

PLANTA ALTA

Trabe Eje - 4 (A - B)



P.p. Losa

$4.80 \times \frac{2.30}{2} \times 250 = 1380$ kg

Pretil Muro Tabique de 0.14 m.

$0.60 \times 4.80 \times 250 = 720$ kg

Enladrillado y Entortado

$4.80 \times \frac{2.30}{2} \times 150 = 830$ kg

P.p. Trabe

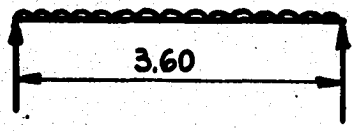
$(0.40 \times 0.20 \times 4.80)\ 2400 = 925$ kg

c.v.

$4.80 \times \frac{2.30}{2} \times 100 = 551$ kg

4406 kg

Trabe Eje - 4 (B - C)



P.p. Losa

$3.60 \times \frac{1.90}{2} \times 250 = 855$ kg

Enladrillado y Entortado

$3.60 \times \frac{1.90}{2} \times 150 = 510$ kg

Pretil Muro Tabique de 0.14 m

$0.60 \times 3.60 \times 250 = 540$ kg

P.p. Trabe

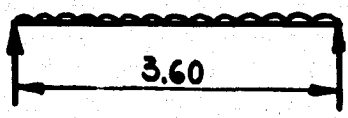
$(0.40 \times 0.20 \times 3.60)\ 2400 = 690$ kg

c.v.

$(3.60 \times \frac{1.90}{2} \times 100 = 343$ kg

2938 kg

Trabe Eje - 4 (C - D)



Carga Neta = 525 kg/m2

$3.60 \times \frac{1.80}{2} \times 525 = 1700$ kg

P.p. Trabe

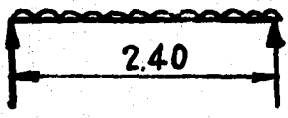
$(3.60 \times 0.20 \times 0.40)\ 2400 = 690$ kg

Muro de Tabique de 0.14 m.

$(3.60 \times 2.60)\ 250 = 2340$ kg

4730 kg

Trabe Eje - 4 (D - E)



Carga Neta (Pasillo) = 575 kg/m2

$2.40 \times \frac{1.10}{2} \times 575 = 760$ kg

Muro de Tabique de 0.14 m.

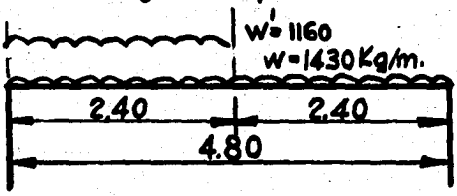
$2.40 \times 2.60 \times 250 = 1560$ kg

P.p. Trabe

$(0.40 \times 0.20 \times 2.40)\ 2400 = 460$ kg

2780 kg

Trabe Eje - 4 (E - F)



Cálculo de w

Carga Neta (Pasillo) = 575 kg/m2

$(4.80 + 1.80)\ \frac{1.50}{2} \times 575 = 2840$ kg

Muro Tabique de 0.14 m.

$4.80 \times 2.60 \times 250 = 3120$ kg

P.p. Trabe

$(0.40 \times 0.20 \times 4.80)\ 2400 = 920$ kg

6880 kg

Determinación de w'

Carga Neta (Recámara) = 525 kg/m2

$\frac{2.40 \times 1.20}{2} \times 525 = 760$ kg $\quad w' = \frac{2780}{2.40} = 1160$ kg/m

Muro Tabique de 0.14 m

$2.40 \times 2.60 \times 250 = 1560$ kg

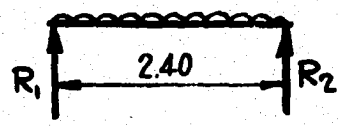
P.p. Trabe

$(0.40 \times 0.20 \times 2.40)\ 2400 = 460$ kg

2780 kg

Cálculo de la concentración en el marco debido a la - Trabe: Eje E^1 (4 - 5)

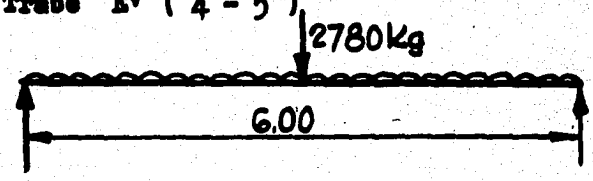
a) Trabe 4' (E' - F)



Carga Total = 5560 kg

$R_1 = R_2 = \frac{5560}{2} = 2780$ kg

b) Trabe E' (4 - 5)



Carga Neta (Recámara) = 525 kg/m2

$(3 + 0.60) \times \frac{1.20}{2} \times 525 = 1130$ kg

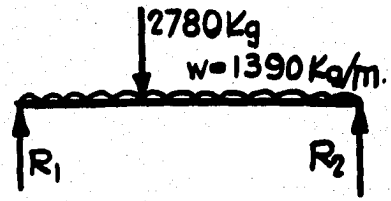
Muro 0.14 m

$3.00 \times 2.60 \times 250 = 1950$ kg

P.p. Trabe

$(0.40 \times 0.20 \times 3)\ 2400 = 575$ kg

3655 kg



Carga que obra en los 6.00 m.

Carga = 3655 X 2 = 7310 kg

$w = \frac{7310}{6} = 1220$ kg/m

Debido a la carga 2780 kg

$R_1' = R_2' = 1390$ kg

Debido a la carga uniforme

$R_1'' = R_2'' = 3655$ kg

$R_1 = R_2 = 1390 + 3655 = 5045$ kg

Trabe Eje - 4 (F - G)

Por cargas uniformes exactamente igual a la Trabe -- Eje 4 (E - F).

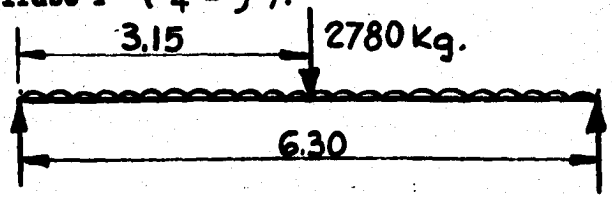
Cálculo de la concentración en el marco debida a la Trabe: Eje F' (4 - 5)

a) Trabe Eje 4' (F - F') exactamente igual que la - Trabe Eje 4' (E' - F) o sea:

Carga Total = 5560 kg

$R_1 = R_2 = 2780$ kg

b) Trabe F' (4 - 5):



Carga neta (baño) = 575 kg/m2

(a) $(3.00 + 0.60)\ \frac{1.20}{2} \times 575 = 1240$ kg

Muro e.14 m

3.00 x 2.60 X 250 = 1950 kg

P.p. Trabe

(3.00 x 0.40 X 0.10) = 575 kg

3865 kg

Carga Neta (Baño) = 575 kg/m2

(b) $(3.30 + 0.90)\ \frac{1.20}{2} \times 575 = 1450$ kg

Muro 0.14 m.

3.30 x 2.60 x 250 = 2150 kg

P.p. Trabe

(0.40 x 0.20 x 3.30) 2400 = 632 kg

4232 kg

Carga Total; a + b + c

3865 + 4232 + 9640 = 17737 kg

Carga neta(baño) = 575 kg.

(c) 6.30 X 1.20 X 575 = 4350 kg

Muro 0.14 m

6.30 X 2.60 X 250 = 4090 kg

P.P. trabe:

(6.30 x 0.40 X 0.20) 2400 = 1200 kg

9640 kg

$$w = \frac{17737}{6.30} = 2800 \text{ kg/m}$$

Debido a la carga de 2780 kg

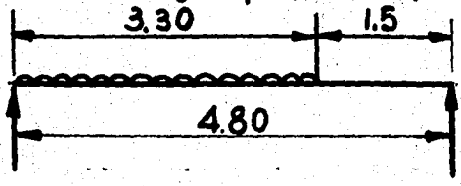
$R_1' = R_2' = 1390$ kg

Debido a la carga uniforme

$R_1'' = R_2' = 8868$ kg $\therefore R_1 = R_1' + R_1'' = 1390 + 8868$

$R_1 = 10258$ kg

Trabe Eje 4 (G - H)



Carga neta(baño) 575 kg

$\frac{3.30 \times 1.60}{2}$ X 575 x 2 = 3080 kg

Muro de 0.14 m

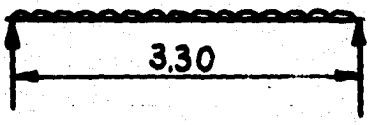
3.30 X 2.60 X 250 = 2145 kg

P.P. Trabe

(3.30 x 0.40 x 0.20) 5 = 630 kg

5855 kg

Cálculo de la Concentración en el marco debido a la - trabe: Eje G' (4 - 5)



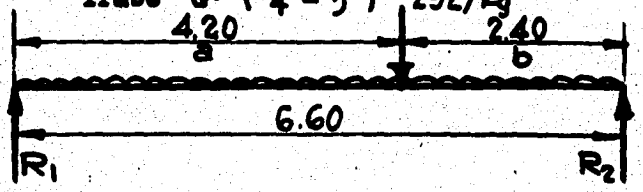
Carga Neta 575 kg

$$\frac{3.30 \times 1.60}{2} \times 575 \times 2 = 3080 \text{ kg}$$

exactamente igual que la Trabe Eje 4 (G - H)

$$R_1 = \frac{5855}{2} = R_2 = 2927 \text{ kg}$$

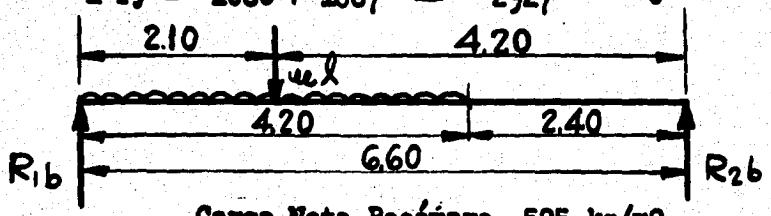
Trabe G' (4 - 5) 2927 Kg



(a) $R_1 = \frac{pb}{l} = \frac{2927 \times 2.40}{6.60} = 1060$ kg

$R_2 = \frac{Pa}{l} = \frac{2927 \times 4.20}{6.60} = 1867$ kg

$\Sigma Fy = 1060 + 1867 - 2927 = 0$



Carga Neta Recámara 525 kg/m2

$(4.20 + 1.00) \times \frac{1.65}{2} \times 525 = 2250$ kg

Muro Tabique de 0.14

$4.20 \times 2.60 \times 250 = 2725$ kg

P.p. Trabe

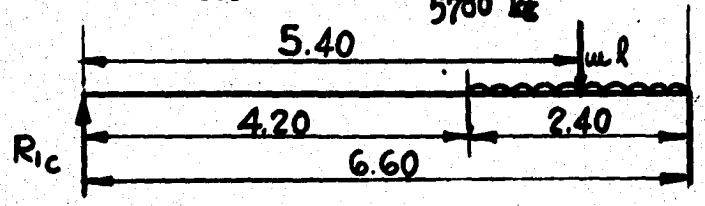
$(0.40 \times 0.20 \times 4.20)\ 2400 = 805$ kg

5780 kg

$R_{b_1} = \frac{5780 \times 4.50}{6.60} = 3940$ kg

$R_{b_2} = \frac{5780 \times 2.10}{6.60} = 1840$ kg

5780 kg



Carga Neta 575 kg/m2

$$\frac{2.40 \times 1.20}{2} \quad 575 = 839 \text{ kg}$$

Muro de 0.14 m.

$$2.40 \times 2.60 \times 250 = 1560 \text{ kg}$$

P.p. Trabe

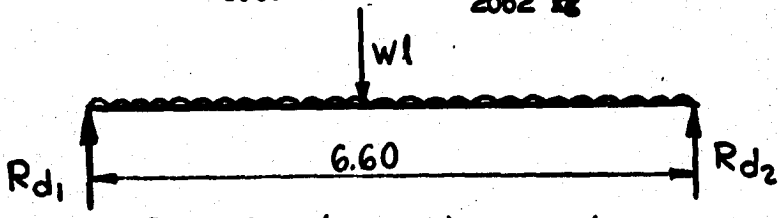
$$(0.40 \times 0.20 \times 2.40)\ 2400 = 463 \text{ kg}$$

$$2862 \text{ kg}$$

$$R_{b_1c} = \frac{2862 \times 1.20}{6.60} = 522$$

$$R_{2c} = \frac{2862 \times 5.40}{6.60} = 2342$$

$$2862 \text{ kg}$$



Carga Neta (Pasillo) 575 kg/m2

$$6.60 \times 0.75 \times 575 = 2840 \text{ kg}$$

$$R_{d_1} = \frac{w}{2} = \frac{2840}{2} = 1420 \text{ kg}$$

La descarga total sobre la Trabe Eje 4 (G - H) es igual:

$$R_{1a} + R_{1b} + R_{1c} + R_{1d} = 1060 + 3940 + 522 + 1420 = 6942 \text{ kg}$$

Los momentos de Inercia (I) los supondremos variables, es decir que las secciones entre nudo y nudo varian, según la carga que obra sobre los elementos.

A continuación se hará una tabla, con la denominación de todos los elementos que intervienen en el marco, así como su dimensión, y momentos de I

ELEMENTO	CLARO MTS.	SECCION CMS.	I cm^4	RIGIDEZ ANGULAR.-
T-1	3.60	20 x 40	106500	117900 E
T-2	2.40	20 x 40	106500	177000 E
T-3	4.80	20 x 40	106500	88600 E
T-4	4.80	20 x 40	106500	88600 E

ELEMENTO.	CLARO MTS.	SECCION CMS.	I cm^4	RIGIDEZ ANGULAR.
T-5	4.80	20 x 40	106500	88600 E
T-7	4.80	25 x 50	260400	218000 E
T-8	3.60	25 x 50	260400	290000 E
T-9	3.60	25 x 50	260400	290000E
T-10	2.40	25 x 50	260400	433000 E
T-11	4.80	25 x 50	260400	218000 E
T-12	4.80	25 x 50	260400	218000 E
T-13	4.80	25 x 50	260400	218000 E
C-1	2.60	20 x 20	13300	20500 E
C-2	2.60	20 x 20	13300	20500 E
C-3	2.60	20 x 20	13300	20500 E
C-4	2.60	25 x 25	32552	50000 E
C-5	2.60	25 x 25	32552	50000 E
C-6	2.60	20 x 20	13300	20500 E
C-7	3.60	25 x 25	32552	36000 E
C-8	3.60	25 x 25	32552	36000 E
C-9	3.60	27 x 27	44100	48800 E
C-10	3.60	27 x 27	44100	48800 E
C-11	3.60	27 x 27	44100	48800 E
C-12	3.60	35 x 35	125052	139000 E
C-13	3.60	37 x 37	156700	174000 E
C-14	3.60	35 x 35	125052	139000 E

Las rigideces se calcularon, como vigas doblemente empetradas, pues el Método de Cross, supone a los nudos empetrados en un principio.

La rigidez de una viga doblemente empetrada es:

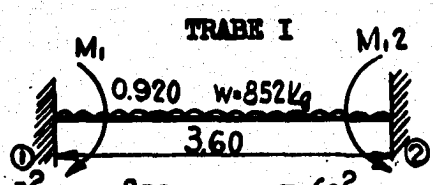
$$\text{Rigidez Angular} = \frac{4\,E\,I}{L}$$

MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO.

Se consideran, todos los nudos como empetrados, y calcularemos los momentos de empetramientos perfectos, que las cargas verticales trasmiten a los nudos. Así tambien los momentos Isostáticos considerando trabes libremente apoyadas; para poder trazar nuestro diagrama final de Momentos flexionados.

Usaremos momentos de B_gA.

TRABE I



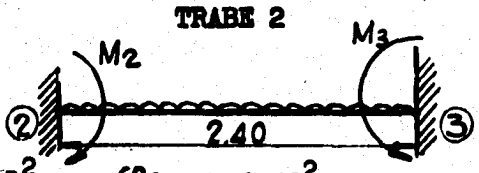
$$M = \frac{wL^2}{12} = \frac{852 \times 3.60^2}{12c} = 92400 \text{ kg-cm.}$$

Para el nudo (1)

$M_1 = 924 = \underline{0.924 \text{ Ton. m.}}$

$M_{2/1z} = -924 = \underline{0.924 \text{ Ton. m.}}$

TRABE 2



$$M = \frac{wL^2}{12} = \frac{689 \times 2.40^2}{12} = 32600 \text{kg-cm.}$$

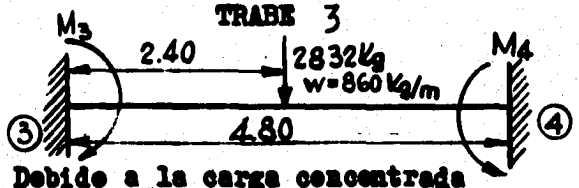
Para el nudo (2)

$M_{2d} = \underline{0.326 \text{ Ton. m.}}$

Para el nudo (3)

$M_{3iz} = \underline{0.326 \text{ Ton. m.}}$

TRABE 3



a) Debido a la carga concentrada

$$M = \frac{P\,a^3}{L^2} = \frac{2832 \times 2.40^3}{4.80^2} = 1700 \text{ kg- m.}$$

b) Debido a carga uniforme

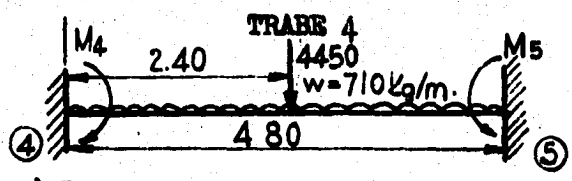
$$M_1 = \frac{wL^2}{12} = \frac{860 \times 4.80^2}{12} = 1638 \text{ kg- m.}$$

Para el nudo (3)

$M_{3d} = 1638 + 1700 = 3338$ kg- m $= + \underline{3.338 \text{ Ton.m.}}$

Para el nudo (4)

$M_{4iz} = - \underline{3.338 \text{ Ton. m.}}$



a) Debido a la carga concentrada

$$M = \frac{Pa^3}{L^2} = \frac{4450 \times 2.40^3}{4.80^2} = 2660 \text{ kg- m.}$$

b) Debido a la carga uniforme

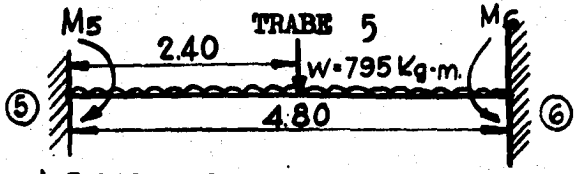
$$M- = \frac{wL^2}{12} = \frac{710 \times 4.80^2}{12} = 1358 \text{ kg- m.}$$

Para el nudo (4)

$$M_{4iz.} = 2660 + 1358 = + \underline{4.018 \text{ Ton.m.}}$$

Para el nudo (5)

$$M_{5d} = - \underline{4.018} \text{ ton.m.}$$



a) Debido a la carga concentrada

$$M = \frac{Pa^3}{L^2} = \frac{4810 \times 2.40^3}{4.80^2} = 2910 \text{ kg- m.}$$

b) Debido a la carga uniforme

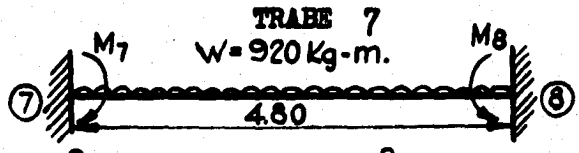
$$M = \frac{wL^2}{12} = \frac{795 \times 4.80^2}{12} = 1520 \text{ kg- m.}$$

Para el nudo (5)

$$M_{5iz} = 1520 + 2910 = + \underline{4.430 \text{ Ton.m.}}$$

Para el nudo (6)

$$M_{6d} = - \underline{4.430 \text{ Ton.m.}}$$



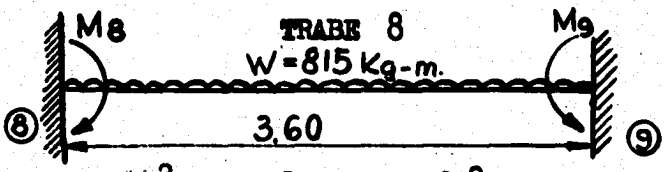
$$M = \frac{wL^2}{12} = \frac{920 \times 4.80^2}{12} = 1580 \text{ kg- m.}$$

Para el nudo (7)

$M_7 = + \underline{1.580 \text{ Ton.m.}}$

Para el nudo (8)

$M_{8d} = \underline{1.580 \text{ Ton.m.}}$



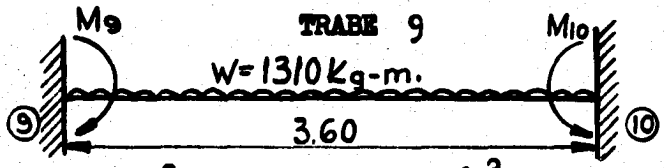
$$M = \frac{wL^2}{8} = \frac{815 \times 3.60^2}{12} = 880 \text{ kg- m.}$$

Para el nudo (8)

$M_{8iz} = + \underline{.880 \text{ Ton.m.}}$

Para el nudo (9)

$M_{9d} = - \underline{.880 \text{ Ton.m.}}$



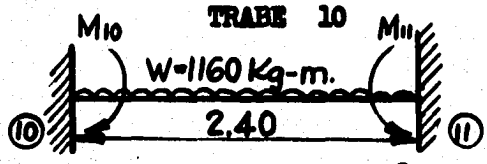
$$M = \frac{wL^2}{12} = \frac{1310 \times 3.60^2}{12} = 1410 \text{ kg- m.}$$

Para el nudo (9)

$M_{9iz.} = \underline{1.410 \text{ Ton.m.}}$

Para el nudo (10)

$M_{10d} = \underline{1.410 \text{ Ton.m.}}$



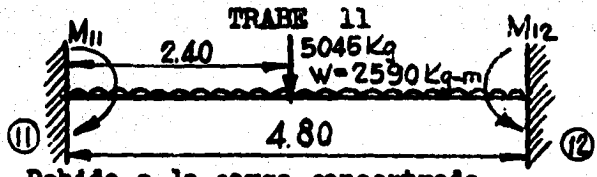
$$M- = \frac{wL^2}{12} = \frac{1160 \times 2.40^2}{12} = 829 \text{ kg- m.}$$

Para el nudo(10)

$M_{10iz} = + \underline{0.829 \text{ Ton.m.}}$

Para el nudo (11)

$M_{11d} = - \underline{0.829 \text{ Ton.m.}}$



a) Debido a la carga concentrada

$$M = \frac{Pa^3}{4.80^2} = \frac{5045 \times 2.40^3}{4.80^2} = 3050 \text{ kg- m.}$$

b) Debido a la carga uniforme

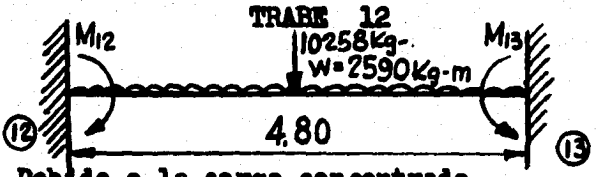
$$M = \frac{wL^2}{12} = \frac{2590 \times 4.80^2}{12} = 4925 \text{ kg- m}$$

Para el nudo (11)

$M_{11iz} = + \underline{7.975 \text{ Ton.m.}}$

Para el nudo (12)

$M_{12d} = - \underline{7.975 \text{ Ton.m.}}$



a) Debido a la carga concentrada

$$M = \frac{Pa^3}{L^2} = \frac{10258 \times 2.40^3}{4.80} = 6150 \text{ kg- m.}$$

b) Debido a la carga uniforme

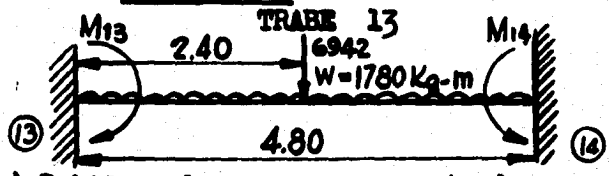
$$M = \frac{wL^2}{12} = \frac{2590 \times 4.80^2}{12} = 4940 \text{ kg- m.}$$

Para el nudo (12)

$M_{12iz} = 6150 + 4940 = 11090$ kg-cm $= \underline{11.09 \text{ Ton.m.}}$

Para el nudo (13)

$M_{13d} = - \underline{11.09 \text{ Ton.m.}}$



a) Debido a las cargas concentradas

$$M = \frac{Pa^3}{L^2} = \frac{6942 \times 2.40^3}{4.80^2} = 4175 \text{ kg-m}$$

b) Debido a la carga uniforme

$$M = \frac{wL^2}{12} = \frac{1780 \times 4.80^2}{12} = 3380 \text{ kg-m}$$

Para el nudo (13)

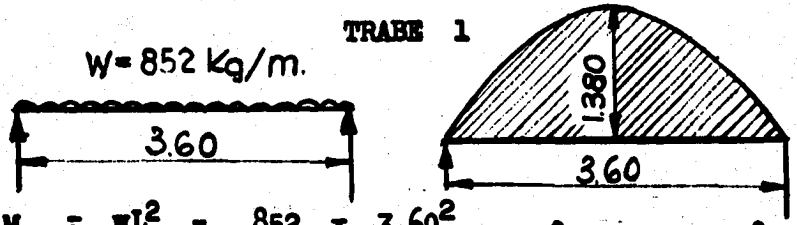
$$M_{13iz} = 4175 + 3380 = 7555 \text{ kg-m} = 7.555 \text{ Ton.m.}$$

Para el nudo (14)

$$M_{14} = - 7.555 \text{ Ton.m.}$$

Entraremos al cálculo de los momentos Isostáticos (libremente apoyados) de nuestras trabes

TRABE 1

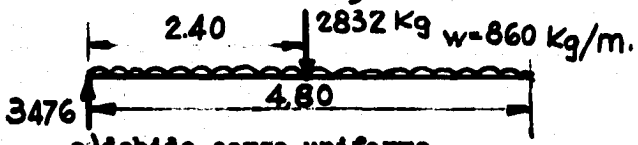


$$M_c = \frac{wL^2}{8} = \frac{852 \times 3.60^2}{8} = 1380 \text{ kg-m} = 1.380 \text{ T.m.}$$

TRABE 2 DIAGRAMA MOMENTOS FLEXIONANTES

$$M_c = \frac{wL^2}{8} = \frac{689 \times 2.40^2}{8} = 495 \text{ kg-m.} = \underline{0.495 \text{ Ton.m}}$$

TRABE 3



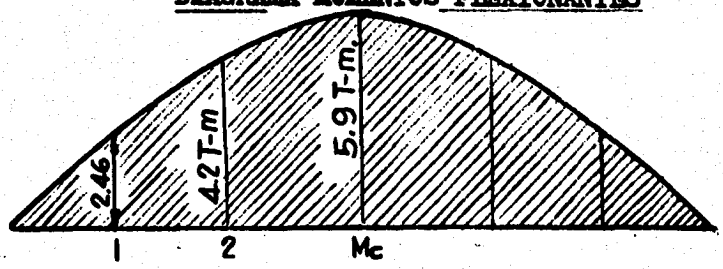
a) debido carga uniforme

$$M_c = \frac{wL^2}{8} = \frac{860 \times 4.80^2}{8} = 2500 \text{ kg-m} = \underline{2.5 \text{ Ton.m.}}$$

b) Debido carga concentrada

$$M_c = \frac{PL}{4} = 2832 \times \frac{4.80}{4} = \underline{3.4 \text{ Ton.m.}}$$

DIAGRAMA MOMENTOS FLEXIONANTES



$R_1 = 1416 + 2060 = 3476$ kg

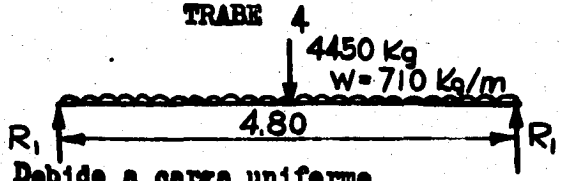
$M_2 = 3476 \times 1.50 - \frac{860 \times 1.50^2}{2} = 5210 - 965 =$

$= \underline{4.245 \text{ Ton.m.}}$

$M_1 = 3476 \times 0.75 - 860 \times \frac{0.75^2}{2} = \underline{2.469 \text{ Ton.m.}}$

$M_c = 2500 + 3400 = \underline{5.900 \text{ Ton.m.}}$

TRABE 4



a) Debido a carga uniforme

$M_c = \frac{wL^2}{8} = \frac{710 \times 4.80^2}{8} = \underline{2040 \text{ kg-m.}}$

$M_c = \underline{2.04 \text{ Ton.m.}}$

b) Debido a carga concentrada

$M_c = 4450 \times \frac{4.80}{4} = \underline{5.35 \text{ Ton.m.}}$

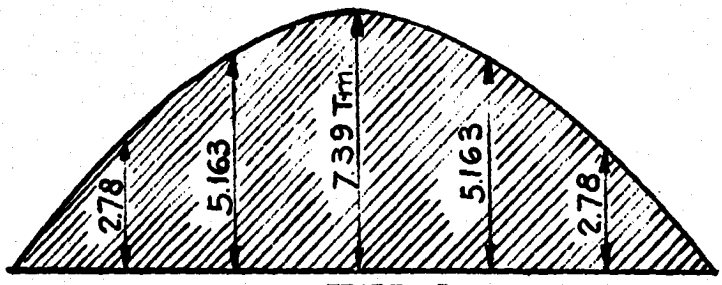
$R_1 = \frac{wL}{2} + \frac{P}{2} = 1.75 + 2.225 = \underline{3.975 \text{ Ton.}}$

$M_1 = 3.975 \times 0.75 - 710 \times \frac{0.75^2}{2} = \underline{2.781 \text{ Ton.m.}}$

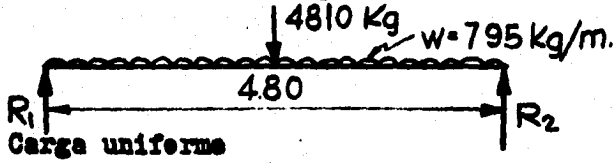
$M_2 = 3.975 \times 1.50 - 710 \times \frac{1.5^2}{2} = \underline{5.163 \text{ Ton.m.}}$

$M_c = 2.04 + 5.35 = \underline{7.39 \text{ Ton.m.}}$

DIAGRAMA MOMENTOS FLEXIONANTES



TRABE 5



a) Carga uniforme

$$M_c = \frac{wL^2}{8} = \frac{795 \times 4.80^2}{8} = \underline{2.28 \text{ Ton.m.}}$$

b) Carga concentrada

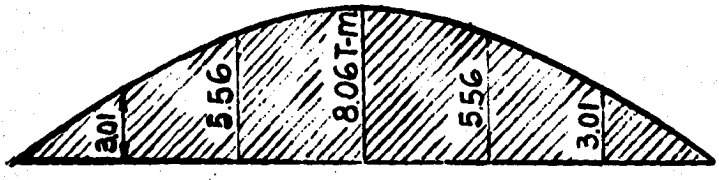
$$M_c = \frac{PL}{4} = 4810 \times \frac{4.80}{4} = \underline{5.78 \text{ Ton.m.}}$$

$$R_1 = \frac{wL}{2} + \frac{P}{2} = 1.91 + 2.405 = \underline{4.315 \text{ Ton.}}$$

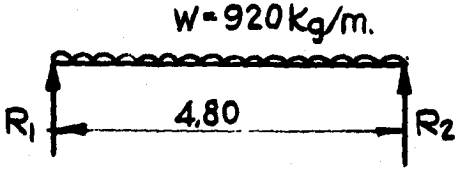
$$M_1 = 4.315 \times 0.75 - .795 \times \frac{0.75^2}{2} = \underline{3.01 \text{ Ton.m.}}$$

$$M_2 = 4.315 \times 1.50 - .795 \times \frac{1.50^2}{2} = \underline{5.56 \text{ Ton.m.}}$$

$$M_c = 2.28 + 5.78 = \underline{8.06 \text{ Ton.m.}}$$



TRABE 7



$M_c = \frac{wL^2}{8} = \frac{920 \times 4.80^2}{8} = \underline{2.65 \text{ Ton.m.}}$

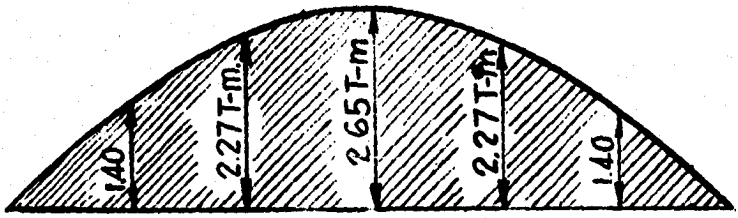
$R_1 = 920 \times \frac{4.80}{2} = \underline{2.21 \text{ Ton.}}$

$M_1 = 2.21 \times 0.75 - 920 \times \frac{0.75}{2} = 1.658 - .257 =$

$\underline{M_1 = 1.401 \text{ Ton.m.}}$

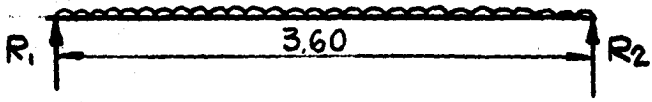
$M_2 = 2.21 \times 1.50 - 920 \times \frac{1.50}{2} = 3.31 - 1.04 = 2.27 \text{ T.m.}$

DIAGRAMA MOMENTOS FLEXIONANTES



TRABE 8

W = 815 Kg/m.



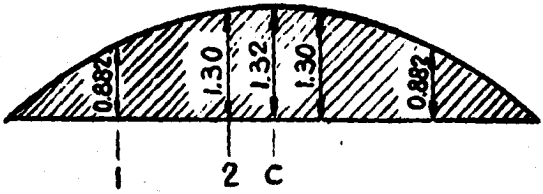
$M_c = \frac{wL^2}{8} = \frac{815 \times 3.60^2}{8} = \underline{1.325 \text{ Ton.m.}}$

$R_1 = 815 \times \frac{3.60}{2} = \underline{1.47 \text{ Ton.}}$

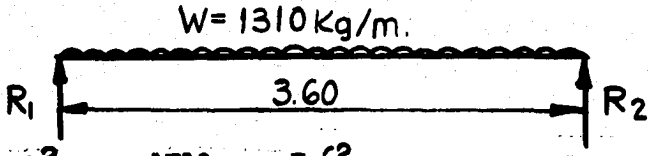
$M_1 = 1.47 \times 0.75 - 815 \times \frac{0.75^2}{2} = \underline{0.882 \text{ Ton.m.}}$

$M_2 = 1.47 \times 1.50 - 815 \times \frac{1.50^2}{2} = \underline{1.30 \text{ Ton.m.}}$

DIAGRAMA MOMENTOS FLEXIONANTES



TRABE 9



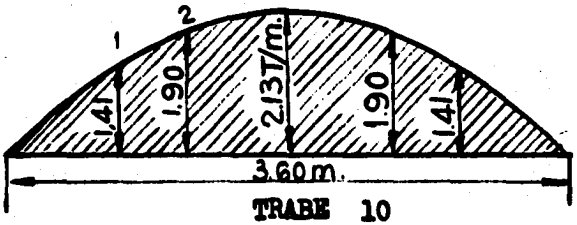
$M_c = \frac{wL^2}{8} = \frac{1310 \times 3.6^2}{8} = \underline{2.13 \text{ Ton.m.}}$

$R_1 = 1310 \times \frac{3.60}{2} = \underline{2.36 \text{ Ton.}}$

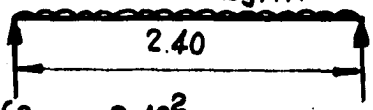
$M_1 = 2.36 \times 0.75 - 1310 \times \frac{0.75^2}{2} = \underline{1.41 \text{ Ton.m.}}$

$M_2 = 2.36 \times 1.20 - 1310 \times \frac{1.20^2}{2} = \underline{1.90 \text{ Ton.m.}}$

DIAGRAMA MOMENTOS FLEXIONANTES



TRABE 10



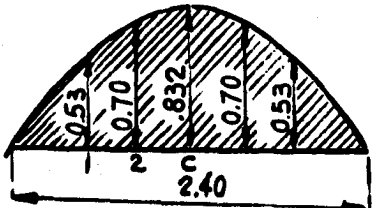
$M_c = \frac{wL^2}{8} = \frac{1160 \times 2.40^2}{8} = \underline{0.832 \text{ Ton.m.}}$

$R_1 = 1160 \times \frac{2.40}{2} = 1.397 \text{ Ton.}$

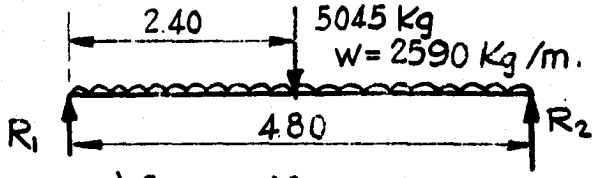
$M_1 = 1397 \times 0.50 - 1160 \times \frac{.5^2}{2} = 0.698 - 0.145$

$M_1 = \underline{0.553 \text{ Ton.m.}}$

$M_2 = 1.397 \times 0.80 - 1310 \frac{0.80^2}{2} = \underline{0.700 \text{ Ton.m.}}$



TRABE 11



a) Carga uniforme

$$M_c = \frac{wL^2}{8} = \frac{2590 \times 4.8^2}{8} = \underline{7.420 \text{ Ton.m.}}$$

b) Carga concentrada

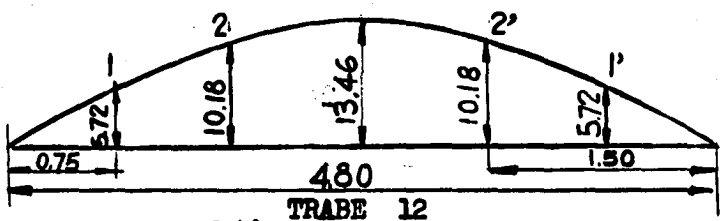
$$M_c = \frac{PL}{4} = 5045 \times \frac{4.80}{4} = \underline{6.040 \text{ Ton.m.}}$$

$$R_1 = \frac{wL}{2} + \frac{P}{2} = \frac{2590 \times 4.80}{2} + \frac{5045}{2} = 8.742 \text{ Ton.}$$

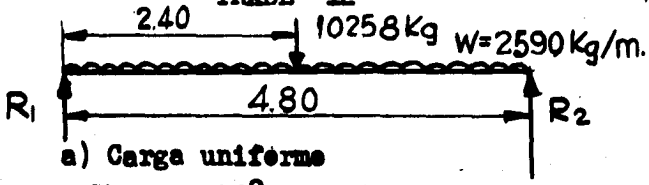
$$M_1 = 8.74 \times 0.75 - 2590 \times \frac{0.75^2}{2} = \underline{5.72 \text{ Ton.m.}}$$

$$M_2 = 8.74 \times 1.50 - 2590 \times \frac{1.50^2}{2} = \underline{10.18 \text{ Ton.m.}}$$

DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES



TRABE 12



a) Carga uniforme

$$M_c = \frac{wL^2}{8} = \frac{2590 \times 21.8^2}{8} = 7.420 \text{ Ton.m.}$$

b) Carga concentrada

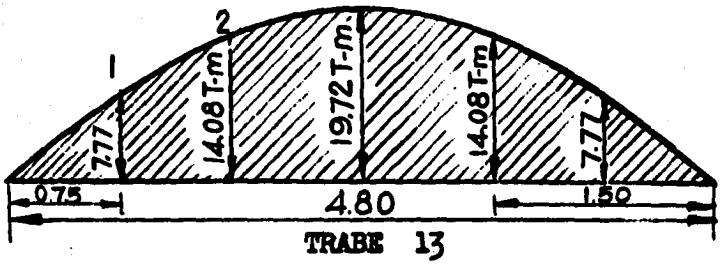
$$M_c = \frac{PL}{4} = 10258 \times \frac{4.80}{4} = 12.300 \text{ Ton.m.}$$

$$R_1 = \frac{wL}{2} + \frac{P}{2} = 2590 \times \frac{4.8}{2} + \frac{10258}{2} = 11.349 \text{ Ton.}$$

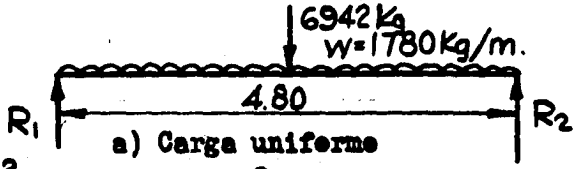
$$M_1 = 11.349 \times 0.75 - 2590 \frac{.75^2}{2} = \underline{7.775 \text{ Ton.m.}}$$

$$M_2 = 11.349 \times 1.50 - 2590 \frac{1.50^2}{2} = \underline{14.080 \text{ Ton.m.}}$$

DIAGRAMA MOMENTOS FLEXIONANTES



TRABE 13



a) Carga uniforme

$$M_0 = \frac{wL^2}{8} = \frac{1780 \times 4.80^2}{8} = \underline{5.120 \text{ Ton.m.}}$$

b) Carga concentrada

$$M = \frac{PL}{4} = 6.942 \frac{4.80}{4} = \underline{8.310 \text{ Ton.m.}}$$

Total $\underline{13.430 \text{ Ton.m.}}$

Cálculo de las Reacciones

a) Carga concentrada

$$R_1 = \frac{P}{2} = \frac{6942}{2} = 3.471 \text{ Ton.}$$

b) Carga uniforme

$$R_1 = \frac{wL}{2} = \frac{1.780 \times 4.80}{2} = \underline{4.270 \text{ Ton.}}$$

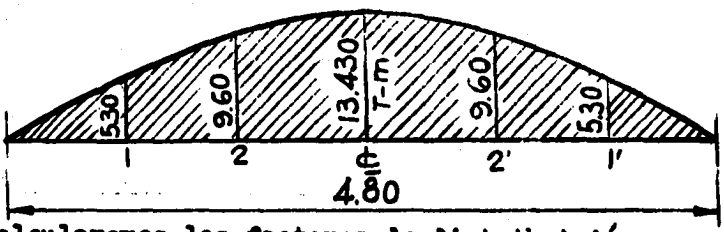
TOTAL 7.747 Ton.

$$\underline{R_1 = 7.741 \text{ Ton.}} = R_2$$

$$M_1 = 7.741 \times 0.75 - 1.780 \times \frac{0.75^2}{2} = \underline{5.301 \text{ Ton.m.}}$$

$$M_2 = 7.741 \times 1.50 - 1.780 \times \frac{1.50^2}{2} = \underline{9.600 \text{ Ton.m.}}$$

DIAGRAMA MOMENTOS FLEXIONANTES



Calcularemos los factores de distribuición para cada nudo.

Nudo (1)

$$F_{T-1} = \frac{117900\ E}{138400\ E} = \underline{0.85} \qquad F_{C-1} = \frac{20500\ E}{138400E} = \underline{0.15}$$

Nudo (2)

$$F_{T-1-2} = \frac{117900\ E}{315400\ E} = \underline{0.37} \qquad F_{T-2-2} = \frac{17000\ E}{315400\ E} = \underline{0.56}$$

$$F_{C-2} = \frac{20500\ E}{315400\ E} = \underline{0.07}$$

Nudo (3)

$$F_{T-2-3} = \frac{177000\ E}{286100\ E} = \underline{0.62} \qquad F_{T-3} = \frac{88600\ E}{286100\ E} = \underline{0.30}$$

$$F_{C-3} = \frac{20500\ E}{286100\ E} = \underline{0.08}$$

Nudo (4)

$$F_{T-3-4} = \frac{88600\ E}{227200\ E} = \underline{0.39} \qquad F_{T-4} = \frac{88600\ E}{227200\ E} = \underline{0.39}$$

$$F_{C-4} = \frac{50000\ E}{227200\ E} = \underline{0.22}$$

Nudo(5)

$$F_{T-4-5} = \frac{88600\ E}{227200\ E} = \underline{0.39} \qquad F_{T-5} = \frac{88600\ E}{227200\ E} = \underline{0.39}$$

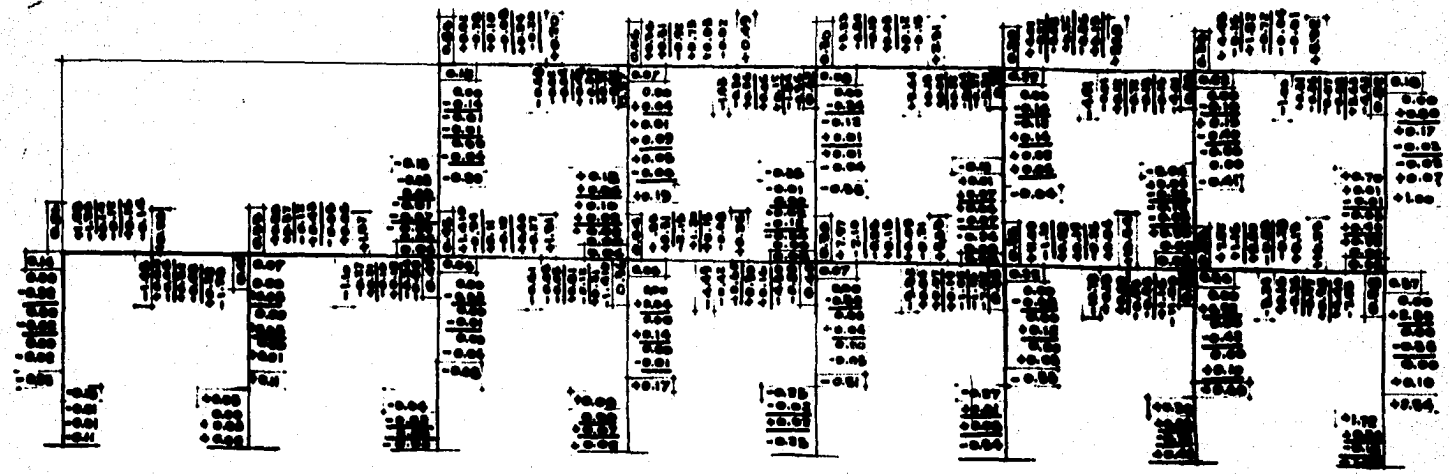
$$F_{C-5} = \frac{50000\ E}{227200\ E} = \underline{0.22}$$

Nudo (6)

$$F_{T-5-6} = \frac{88600\ E}{109100\ E} = \underline{0.82} \qquad F_{C-6} = \frac{20500\ E}{109100\ E} = \underline{0.18}$$

DISTRIBUCION DE MOMENTOS

CONDICION : DE CARGAS VERTICALES



Nudo (7)

$F_{T-7} = \frac{218000\ E}{254000\ E} = \underline{0.86}$ $F_{C-7} = \frac{36000\ E}{254000\ E} = \underline{0.14}$

Nudo (8)

$F_{T-7-8} = \frac{218000\ E}{544000\ E} = \underline{0.40}$ $F_{T-8} = \frac{290000\ E}{544000\ E} = \underline{0.53}$

$F_{C-8} = \frac{36000\ E}{544000\ E} = \underline{0.07}$

Nudo (9)

$F_{T-8-9} = \frac{290000\ E}{649300\ E} = \underline{0.45}$ $F_{T-9} = \frac{290000\ E}{649300\ E} = \underline{0.45}$

$F_{C-9a} = \frac{48800\ E}{649300\ E} = \underline{0.06}$ $F_{C9i} = \frac{20500\ E}{649300\ E} = \underline{0.04}$

Nudo (10)

$F_{T-9-10} = \frac{290000\ E}{792300\ E} = \underline{0.36}$ $F_{T-10} = \frac{433000\ E}{792300\ E} = \underline{0.54}$

$F_{C-10} = \frac{48800\ E}{792300\ E} = \underline{0.06}$ $F_{C2-10} = \frac{20500\ E}{792300\ E} = 0.04$

Nudo (11)

$F_{T-10-11} = \frac{433000\ E}{720300\ E} = \underline{0.60}$ $F_{T-11} = \frac{218000\ E}{720300\ E} = \underline{0.30}$

$F_{C-11} = \frac{48800\ E}{720300\ E} = \underline{0.7}$ $F_{C-3-11} = \frac{20500\ E}{720300\ E} = \underline{0.03}$

Nudo (12)

$F_{T-11-12} = \frac{218000\ E}{625000\ E} = \underline{0.35}$ $F_{T-12} = \frac{218000\ E}{625000\ E} = \underline{0.35}$

$F_{C-12} = \frac{139000\ E}{625000\ E} = \underline{0.22}$ $F_{C-4-12} = \frac{50000\ E}{625000\ E} = \underline{0.08}$

Nudo (13)

$F_{T-12-13} = \frac{218000\ E}{660000\ E} = \underline{0.33}$ $F_{T-13} = \frac{218000\ E}{660000\ E} = \underline{0.33}$

$F_{C-13} = \frac{174000\ E}{660000\ E} = \underline{0.26}$ $F_{C-5-13} = \frac{50000\ E}{660000\ E} = \underline{0.08}$

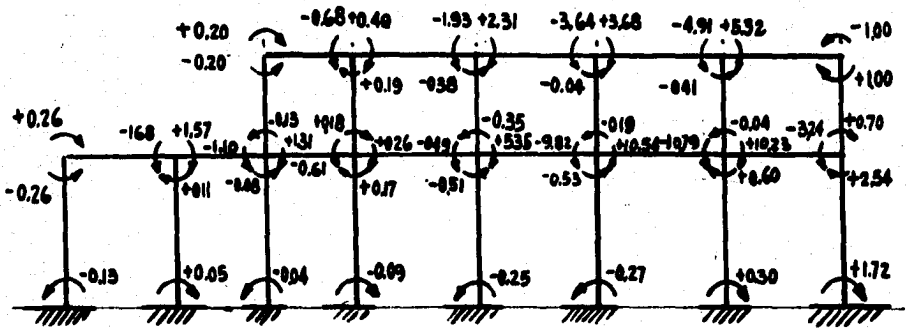
Nudo (14)

$F_{T-13-14} = \frac{218000\ E}{377500\ E} = \underline{0.58}$ $F_{C-14} = \frac{139000\ E}{377000\ E} = \underline{0.37}$

$$F_{C-6-14} = \frac{20500\ E}{377000\ E} = \underline{0.05}$$

Facteres de Transporte.-

Consideramos a todos los miembros como empotrados, por lo tanto todos los facteres de transporte valen 1/2.

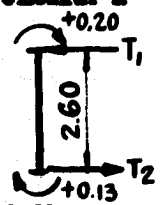


Hemos determinado nuestros momentos en los nudos, de Barra sobre apoyo, debido a las cargas verticales que obran sobre el marco.

Determinaremos a continuación, nuestras fuerzas cortantes que obran en las columnas, para ver en que forma se desplaza nuestro marco, es decir para ver los grados de libertad que tiene el marco en estudio.

Determinación de las fuerzas cortantes que obran sobre cada una de las columnas del marco:

COLUMNA 1

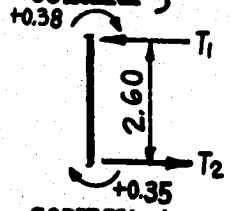


COLUMNA 2

$$T_1 = T_2 = \frac{0.20 + 0.13}{2.60} = \underline{0.127\ \text{Ton.}}$$

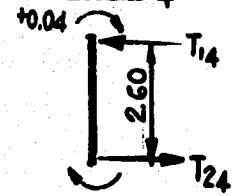
$$T_1 = T_2 = \frac{0.19 + 0.18}{2.60} = 0.142\ \text{Ton.}$$

COLUMNA 3



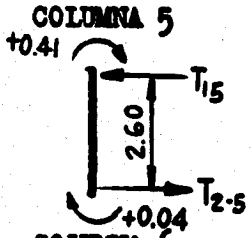
$$T_{1_3} = T_{2_3} = \frac{0.38 + 0.35}{2.60} = 0.281 \text{ Ton.}$$

COLUMNA 4



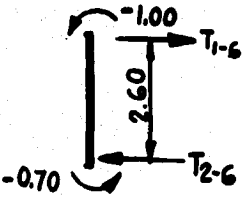
$$T_{1_4} = T_{2_4} = \frac{0.04 + 0.19}{2.60} = 0.089 \text{ Ton.}$$

COLUMNA 5



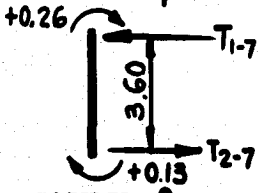
$$T_{1_5} = T_{2_5} = \frac{0.41 + 0.04}{2.60} = 0.173 \text{ Ton.}$$

COLUMNA 6



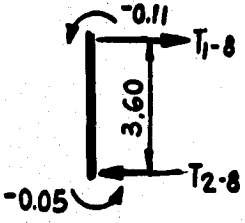
$$T_{1_6} = T_{2_6} = \frac{1.00 + 0.70}{2.60} = 0.655 \text{ Ton.}$$

COLUMNA 7



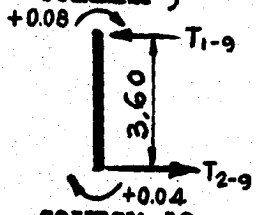
$$T_{1_7} = T_{2_7} = \frac{0.26 + 0.13}{3.60} = 0.109 \text{ Ton.}$$

COLUMNA 8



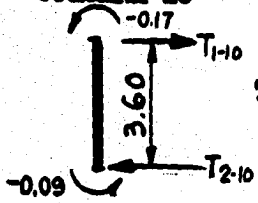
$$T_{1_8} = T_{2_8} = \frac{0.11 + 0.05}{3.60} = 0.045 \text{ Ton.}$$

COLUMNA 9



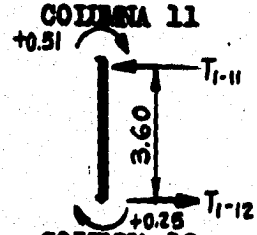
$$T_{1_9} = T_{2_9} = \frac{0.08 + 0.04}{3.60} = 0.033 \text{ Ton.}$$

COLUMNA 10



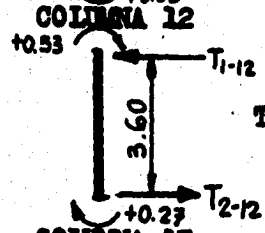
$$T_{1_{10}} = T_{2_{10}} = \frac{0.17 + 0.09}{3.60} = 0.072 \text{ Ton.}$$

COLUMNA 11



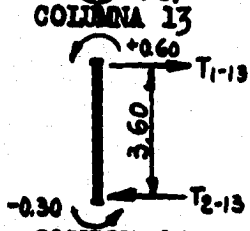
$$T_{1_{11}} = T_{2_{11}} = \frac{0.51 + 0.25}{3.60} = 0.211 \text{ Ton.}$$

COLUMNA 12



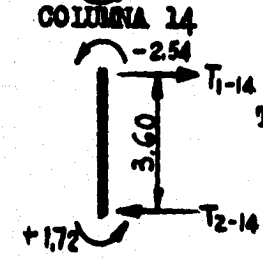
$$T_{1_{12}} = T_{2_{12}} = \frac{0.53 + 0.27}{3.60} = 0.222 \text{ Ton.}$$

COLUMNA 13



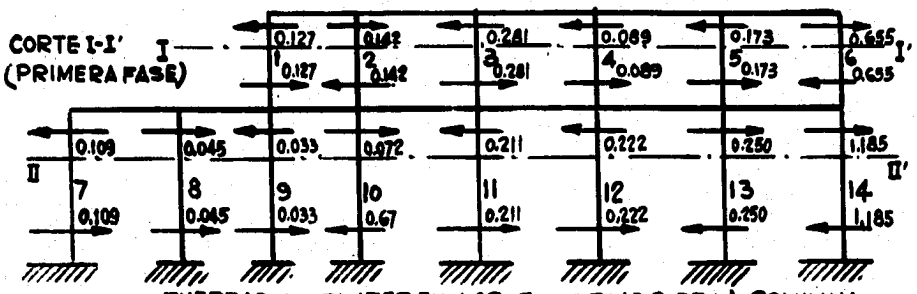
$$T_{1_{13}} = T_{2_{13}} = \frac{0.60 + 0.30}{3.60} = 0.250 \text{ Ton.}$$

COLUMNA 14



$$T_{1_{14}} = T_{2_{14}} = \frac{2.54 + 1.72}{3.60} = 1.185 \text{ Ton.}$$

Consideramos la estructura en conjunto:



FUERZAS CORTANTES EN LOS EXTREMOS DE LA COLUMNA

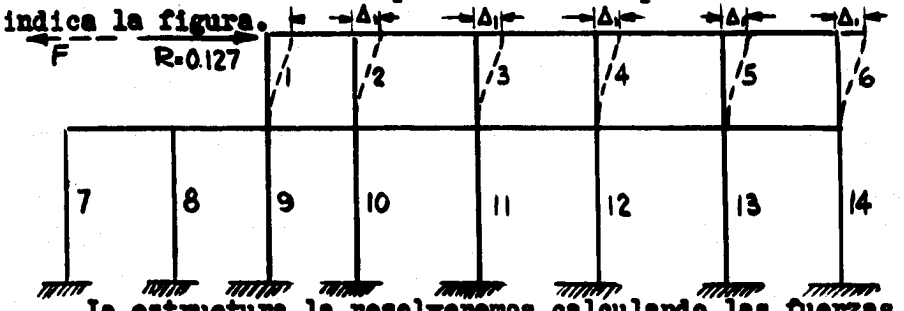
Cálculo de la fuerza F que sostiene en equilibrio la estructura.

Una vez determinadas nuestras fuerzas cortantes, pasamos a determinar la fuerza F que sostiene la estructura en equilibrio.

a) Primera fase.

Hicimos un corte infinitamente cercano al cabezal superior, y determinamos la fuerza R que desequilibra al marco. La fuerza F será igual y de sentido contrario que la fuerza R.

La estructura se desplazará en esta primera fase como indica la figura.



La estructura la resolveremos calculando las fuerzas producidas en toda élla por la fuerza F y estableciendo una proporción entre ésta y la fuerza R, puesto que desconocemos los efectos de esta última.

Elegiremos un momento arbitrario que corresponde a --

una deformación tambien arbitraria

$$100 \text{ Ton.m} = \frac{6\ EI\Delta 100}{L^2}$$

Expresión en la que el factor de $\Delta 100$ es la rigídez lineal de la barra correspondiente: r_1.

El desplazamiento Δ producido por el momento arbitrario en una barra determinada, se repite en cada uno de los muros; entonces, en el problema que estudiamos los nudos 1, 2, 3, 6, tendrán el mismo desplazamiento horizontal así como el 4 y el 5.

Hemos indicado que el desplazamiento horizontal es el mismo, pero no sucede así con los momentos que obran sobre las barras, en virtud de que sus características son distintas. En consecuencia, en el caso de la estructura en análisis adoptamos un momento arbitrario de 100 ton.m. para la columna 1 y calculamos los momentos que actuan en los demás elementos en función de éste y de las propiedades de dichas barras.

Las columnas 2, 3 y 6 tienen el mismo momento que la columna 1 por tener tanto la escuadría como longitud iguales.

Columnas 1, 2, 3 y 6

$$M_1 = M_2 = M_3 = M_6 = \underline{100 \text{ Ton.m.}}$$

Columnas 4 y 5

$$M_4 = \frac{6\ EI\Delta 100}{L_4^2} \therefore \Delta 100 = \frac{M_4\ L_4^2}{6E\ I_4} \quad (1)$$

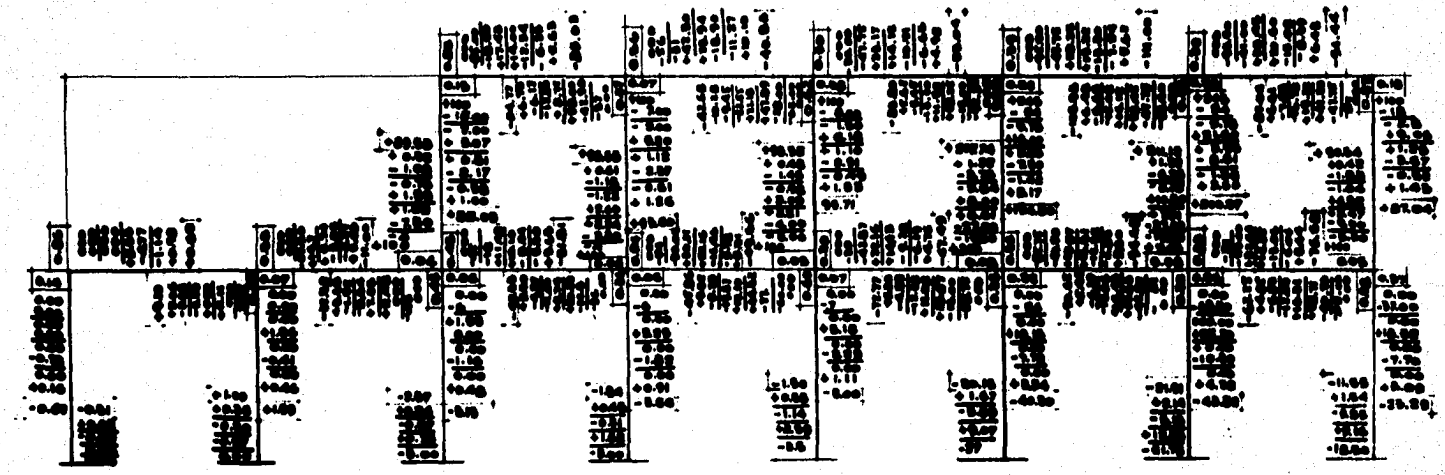
$$\Delta 100 = \frac{100\ L^2}{6\ EI} \quad (2)$$

Igualando 1 y 2 $\quad \dfrac{M_4\ L_4^2}{6\ EI_4} = \dfrac{100\ L_1^2}{6\ EI_1}$

Como $L_1^2 = L_4^2 \qquad M_4 = \dfrac{I_4}{I_2}\ 100$

DISTRIBUCION DE MOMENTOS

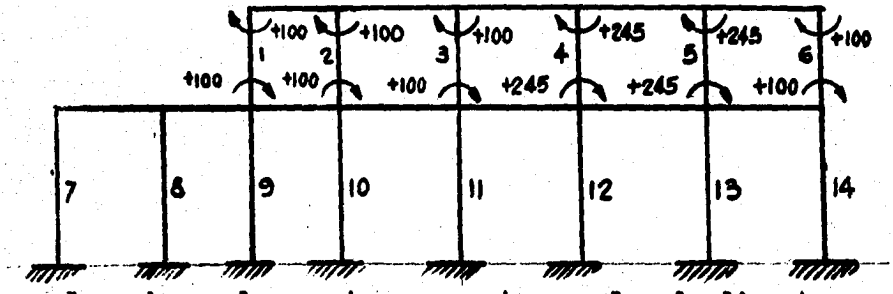
PRIMERA FASE



$$M_4 = \frac{32552}{13300}\,100 = +\,245 \text{ Ton.m.}$$

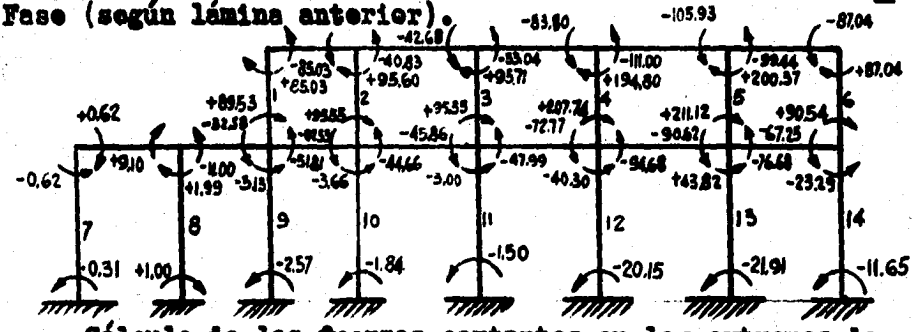
$$M_5 = +\,245 \text{ Ton.m.}$$

Momentos por distribuir Primera Fase
Momentos en Ton.m.



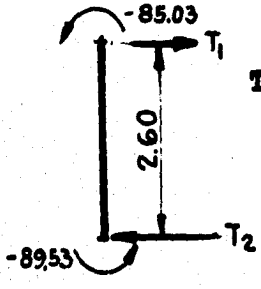
Los signos de nuestros momentos no los da directamente la Regla del Cantiliber.

Momentos de Barra sobre apoyo distribuídos: Primera Fase (según lámina anterior).



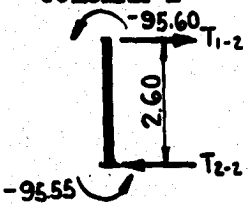
Cálculo de las fuerzas cortantes en los extremos de las columnas: Primera Fase

COLUMNA 1



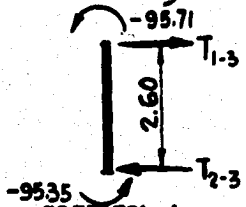
$$T_1 = T_2 = \frac{85.03 + 89.53}{2.60} = \underline{67.15 \text{ Ton.}}$$

COLUMNA 2



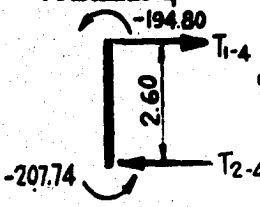
$$T_{1_2} = T_{2_2} = \frac{95.60 + 95.55}{2.60} = \underline{73.8 \text{ Ton.}}$$

COLUMNA 3



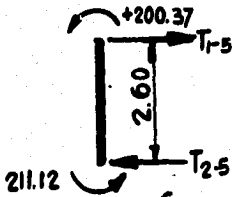
$$T_{1_3} = T_{2_3} = \frac{95.71 + 95.35}{2.60} = \underline{73.5 \text{ Ton.}}$$

COLUMNA 4



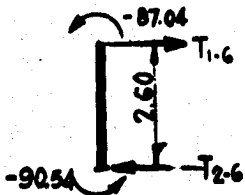
$$T_{1_4} = T_{2_4} = \frac{194.80 + 207.74}{2.60} = \underline{154.90 \text{ Ton.}}$$

COLUMNA 5



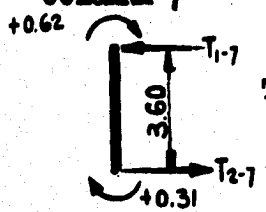
$$T_{1_5} = T_{2_5} = \frac{200.37 + 211.12}{2.60} = \underline{158.40 \text{ Ton.}}$$

COLUMNA 6



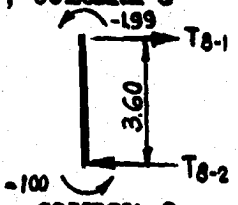
$$T_{1_6} = T_{2_6} = \frac{87.04 + 90.54}{2.60} = \underline{68.40 \text{ Ton.}}$$

COLUMNA 7



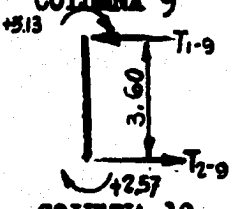
$$T_{7_1} = T_{7_2} = \frac{0.62 + 0.31}{3.60} = \underline{.259 \text{ Ton.}}$$

COLUMNA 8



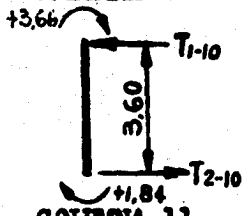
$$T_{8_1} = T_{8_2} = \frac{1.99 + 1.00}{3.60} = \underline{0.830 \text{ Ton.}}$$

COLUMNA 9



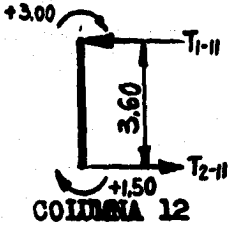
$$T_{9_1} = T_{9_2} = \frac{5.13 + 2.57}{3.60} = \underline{2.14 \text{ Ton.}}$$

COLUMNA 10



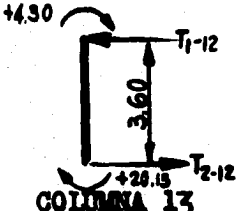
$$T_{1_{10}} = T_{2_{10}} = \frac{3.66 + 1.84}{3.60} = \underline{1.53 \text{ Ton.}}$$

COLUMNA 11



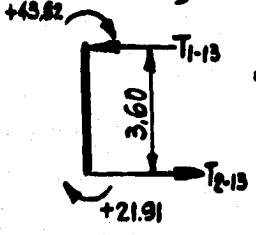
$$T_{1_{11}} = T_{2_{11}} = \frac{3 + 1.50}{3.60} = \underline{1.25 \text{ Ton.}}$$

COLUMNA 12



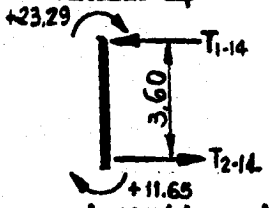
$$T_{1_{12}} = T_{2_{12}} = \frac{40.30 + 20.15}{3.60} = \underline{16.80 \text{ Ton.}}$$

COLUMNA 13



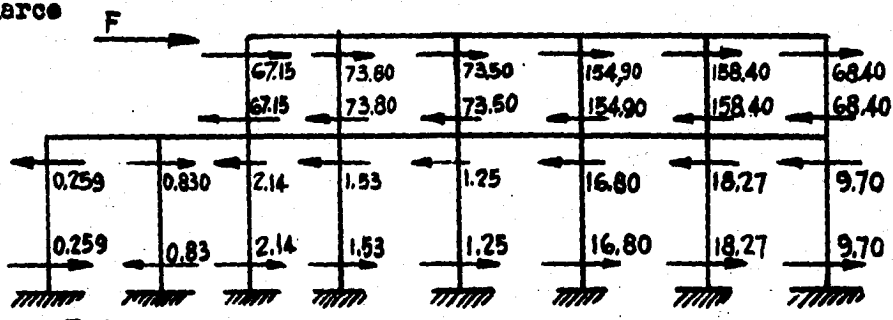
$$T_{1_{13}} = T_{2_{13}} = \frac{43.82 + 21.91}{3.60} = \underline{18.27 \text{ Ton.}}$$

COLUMNA 14



$$T_{1_{14}} = T_{2_{14}} = \frac{23.29 + 11.65}{3.60} = \underline{9.70 \text{ Ton.}}$$

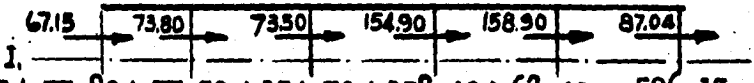
A continuación, dibujamos la localización de las fuerzas cortantes, correspondientes a la Primera Fase, en el marco



Fuerzas cortantes en los extremos de las Columnas. Dadas en Ton. (Primera Fase).

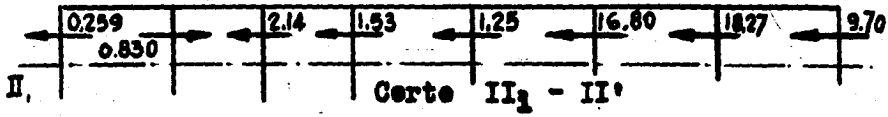
Vamos a determinar el valor de la resultante, tanto para el corte I-I', como para el corte II-II'

$$+ R_{I_I} = 596.15 \text{ Ton.}$$



$$R_I = 67.15 + 73.80 + 73.50 + 154.30 + 158.40 + 68.40 = 596.15$$

$$- R_{II_1} = 49.12 \text{ Ton.}$$



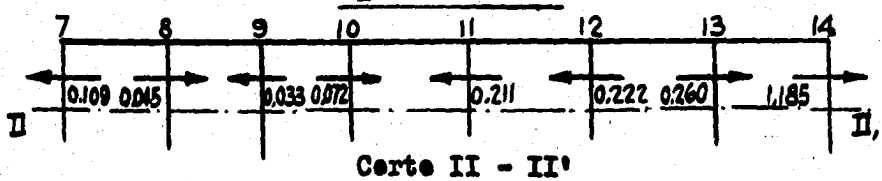
Corte II_1 - II'

$$R_{II_1} = 0.259 - 0.830 + 2.14 + 1.53 + 1.25 + 16.80 + 18.27 + 9.70 = \underline{49.12 \text{ Ton.}}$$

Pasaremos al Análisis de la Segunda Fase:

Primeramente hagamos el Análisis del Corte II_1 II', - para saber como se va a desplazar la estructura, como se - hizo anteriormente.

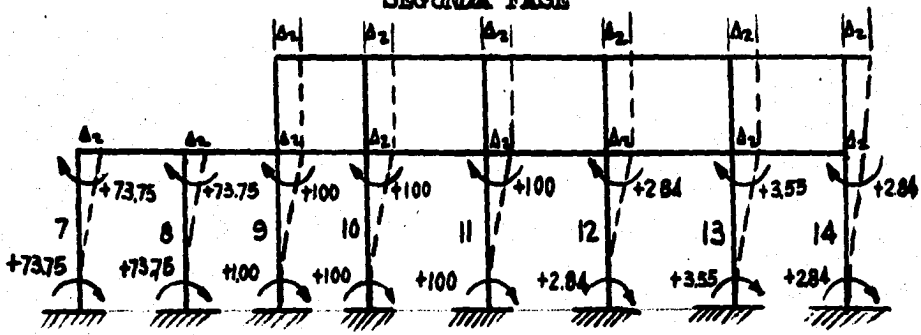
R_I = .977 Ton.



Corte II - II'

$$R = (0.109 + 0.033 + 0.211 + 0.222) - (0.045 + 0.250 + 1.185 + .072) = \underline{.977 \text{ Ton.}}$$

SEGUNDA FASE



SEGUNDA FASE MOMENTOS POR DISTRIBUIR

Trataremos ésta segunda Fase analogamente a la primera Fase:

Supondremos el Momento 100 Ton.m. debido a Δ_{100}

$$100 \text{ Ton.m} = \frac{6EI\,\Delta_{100}}{L^2}$$

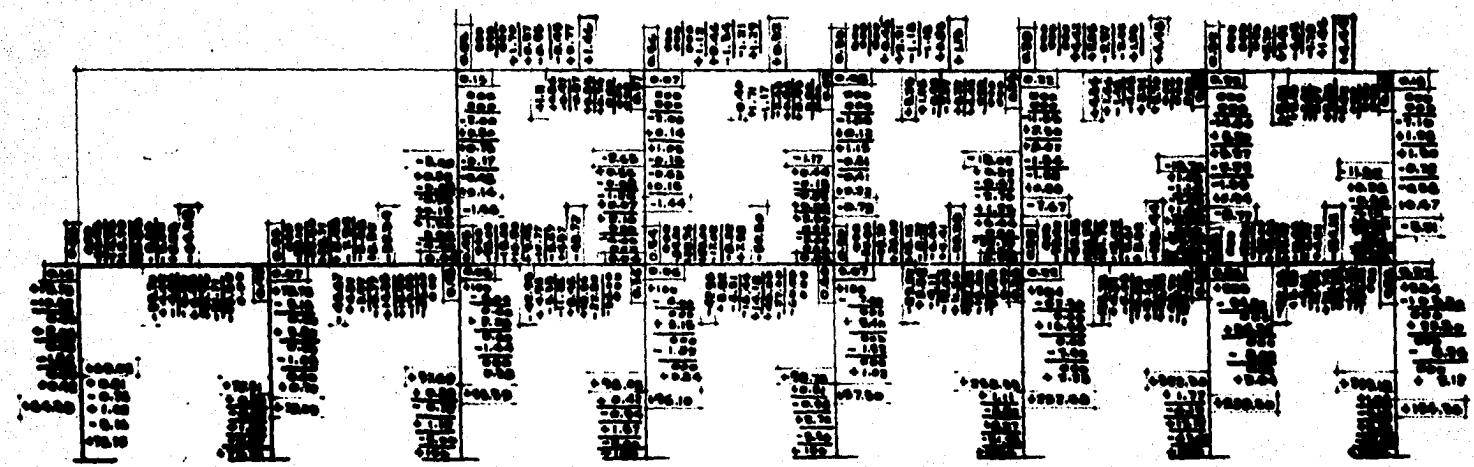
$$\Delta_{100} = \frac{100\,L^2}{6EI} \qquad (1)$$

Las columnas (9), (10) y (11) tienen el mismo Momento por tener la misma sección y longitud

COLUMNAS 7 Y 8

$$M_7 = \frac{6EI\,\Delta_{100}}{L_7^2} \quad \therefore \quad \Delta_{100} = \frac{M_7\,L_7^2}{6\,EI_7}$$

DISTRIBUCION DE MOMENTOS
SEGUNDA FASE



igualando con (1) y como $L_7^2 = L_1^2$

$$\Delta_{100} = \frac{100\ L_9^2}{6\ EI_9} \therefore \frac{M_7\ L_7^2}{6\ EI_7} = \frac{100\ L_9^2}{6\ EI_9} \therefore M_7 = \frac{I_7}{I_9} = 100 =$$

$$M_7 = \frac{32552}{44100}\ 100 = \underline{73.75\ \text{Ton.m.}} = M_8 = \underline{73.75\ \text{Ton.m.}}$$

COLUMNAS 12 Y 14

Como se ve los Momentos están en función de los I ya que todos los demas elementos son constantes por todas las columnas.

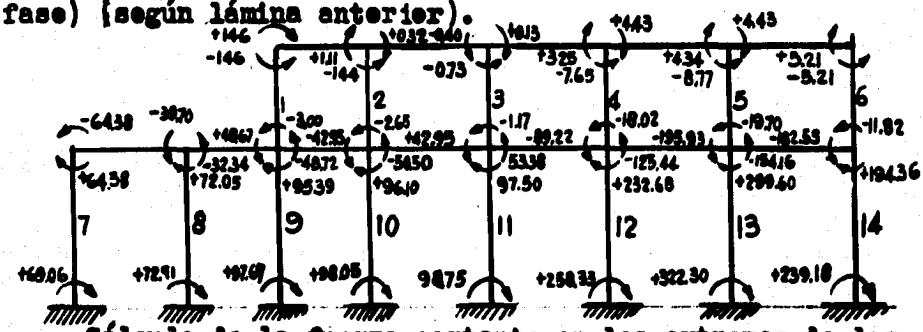
$$M_{12} = \frac{I_{12}\ 100}{I_9} = \frac{125052}{44100}\ 100 = \underline{284\ \text{Ton.m.}}$$

$$M_{14} = M_{12} = \underline{284\ \text{Ton.m.}}$$

COLUMNA 13

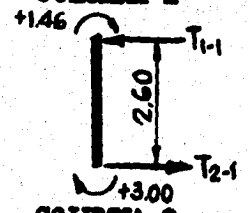
$$M_{13} = \frac{I_{13}}{I_9}\ 100 = \frac{156700}{44100}\ 100 = 355\ \text{Ton.m.}$$

Momentos distribuidos de barra sobre apoyo (segunda - fase) (según lámina anterior).



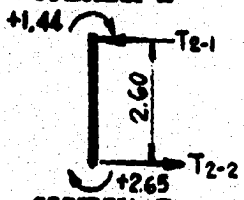
Cálculo de la fuerza cortante en los extremos de las columnas. Segunda Fase

COLUMNA 1



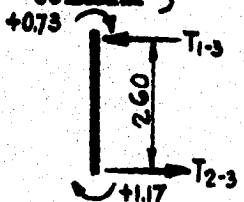
$$T_{1_1} = T_{2_1} = \frac{3.00 + 1.46}{2.60} = \frac{4.46}{2.60} = \underline{1.71 \text{ Ton.}}$$

COLUMNA 2



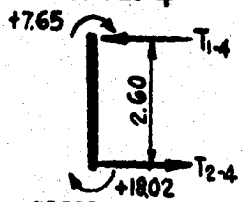
$$T_{2_1} = T_{2_2} = \frac{1.44 + 2.65}{2.60} = \frac{4.09}{2.60} = \underline{1.57 \text{ Ton.}}$$

COLUMNA 3



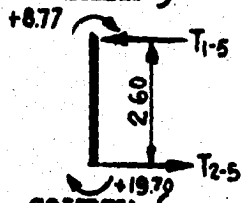
$$T_{1_3} = T_{2_3} = \frac{0.73 + 1.17}{2.60} = \frac{1.90}{2.60} = \underline{0.730 \text{ Ton.}}$$

COLUMNA 4



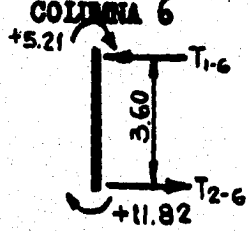
$$T_{1_4} = T_{2_4} = \frac{7.65 + 18.02}{2.60} = \frac{25.67}{2.60} = \underline{7.23 \text{ Ton.}}$$

COLUMNA 5



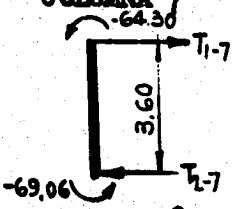
$$T_{1_5} = T_{2_5} = \frac{8.77 + 19.70}{2.60} = \frac{28.97}{2.60} = \underline{10.95 \text{ T.}}$$

COLUMNA 6



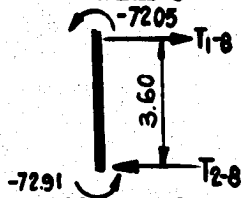
$$T_{1_6} = T_{2_6} = \frac{5.21 + 11.82}{2.60} = \frac{17.03}{2.60} = \underline{6.56 \text{ Ton.}}$$

COLUMNA 7



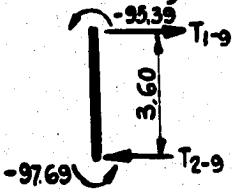
$$T_{1_7} = T_{2_7} = \frac{64.38 + 69.06}{3.60} = \underline{37.10 \text{ Ton.}}$$

COLUMNA 8



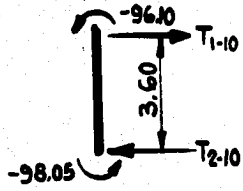
$$T_{1_8} = T_{2_8} = \frac{72.05 + 72.91}{3.60} = \underline{50.20 \text{ Ton.}}$$

COLUMNA 9



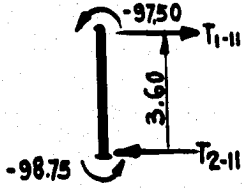
$$T_{1_9} = T_{2_9} = \frac{95.39 + 97.69}{3.60} = \underline{53.60 \text{ Ton.}}$$

COLUMNA 10



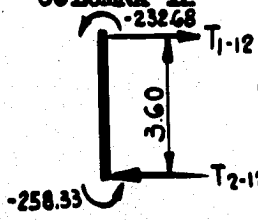
$$T_{1_{10}} = T_{2_{10}} = \frac{96.10 + 98.05}{3.60} = \underline{54.00 \text{ Ton.}}$$

COLUMNA 11



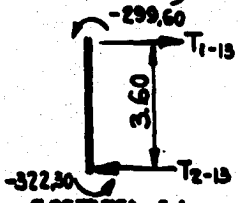
$$T_{1_{11}} = T_{2_{11}} = \frac{97.50 + 98.75}{3.60} = \underline{54.50 \text{ Ton.}}$$

COLUMNA 12



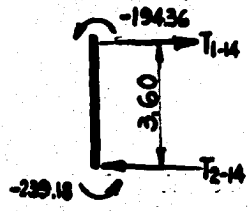
$$T_{1_{12}} = T_{2_{12}} = \frac{232.68 + 258.33}{3.60} = \underline{136.50 \text{ Ton.}}$$

COLUMNA 13



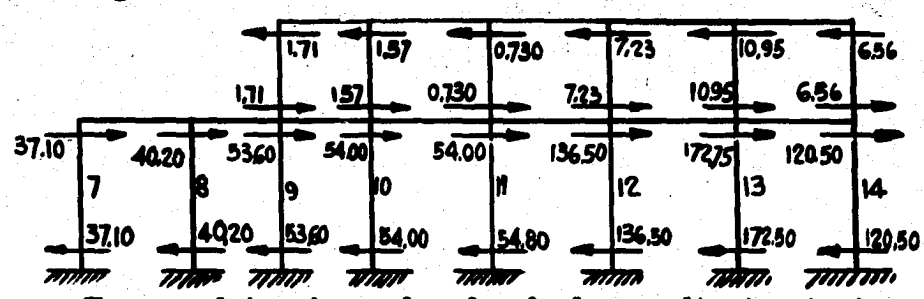
$$T_{1_{13}} = T_{2_{13}} = \frac{299.60 + 322.30}{3.60} = \underline{172.75 \text{ Ton.}}$$

COLUMNA 14



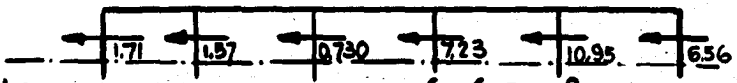
$$T_{1_{14}} = T_{2_{14}} = \frac{194.36 + 239.18}{3.60} = \underline{120.50 \text{ Ton.}}$$

Fuerzas cortantes en los extremos de las columnas.
Segunda Fase (Dadas en Toneladas).



Vamos a determinar el valor de la resultante, tanto - para el corte I_{II} — I'_{II} como para el corte II_{II} II'_{II}.

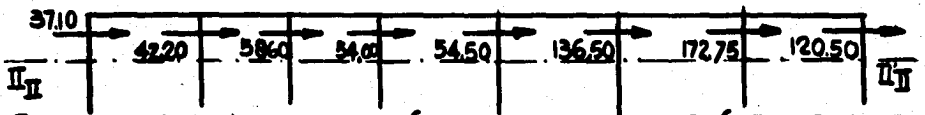
$$\underline{-R_{II} = -28.75 \text{ Ton.}}$$



$$R_{I_I} = 1.71 + 1.57 + 0.730 + 7.23 + 10.95 + 6.56 = \underline{28.75} \text{ Ton.}$$

Corte I_{II} — I'_{II}

$$\underline{R_{II_{II}} = 669.15 \text{ Ton.}}$$



$$R_{II_{II}} = 37.10 + 40.20 + 53.60 + 54.00 + 54.50 + 136.50 + 172.75 + 120.50 = \underline{669.15 \text{ Ton.}}$$

CORTE $II_{II} - II'_{II}$

Los resultados ha que hemos llegado tanto en la primera fase como en la segunda, no son las reales, ya que hemos supuesto que los desplazamientos son producidos por unos momentos de 100 Ton.m. arbitrarios.

A fin de obtener los valores reales, cada una de las cantidades que intervienen en la fase respectiva se afecta de un factor.

α para la primera fase
β para la segunda fase

El cálculo de los coeficientes α, β se efectúa, relacionandolo con las fuerzas ficticias calculadas,

$$596.15\alpha - 28.75\beta + 0.127 = 0$$

$$0.127 = 596.15\alpha - 28.75\beta \qquad (1)$$

$$.977 - 49.12\alpha \quad 669.15\beta = 0$$

$$.977 = -49.12\alpha \quad 669.15\beta \qquad (2)$$

De (1)

$$= \frac{28.75\beta + 0.127}{596.15} \qquad (1)^1$$

Sustituyendo en (2)

$$.977 = -\frac{49.12}{596.15}(28.75\beta + 0.127) \quad 669.15\beta$$

$$.977 = -.0104 - 2.369\beta + 669.15\beta$$

$$.9874 = 666.78\beta$$

$$\therefore \beta = \frac{.9874}{666.78} = \underline{.00148}$$

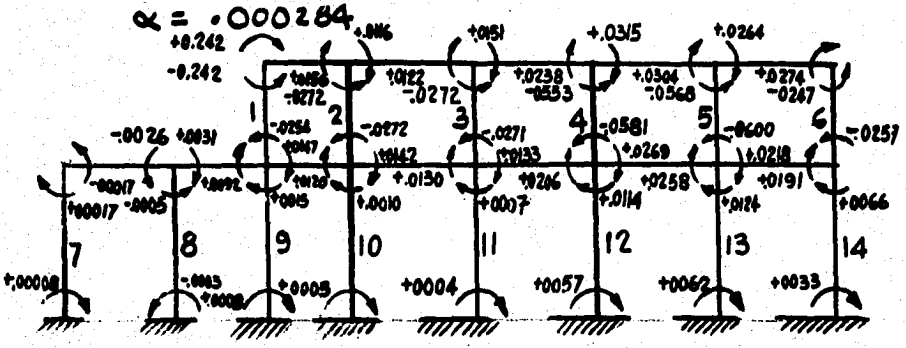
Sustituyendo en (1)'

$$\alpha = \frac{0.127 \quad 28.75 \times .00148}{596.15} = \underline{0.000284}$$

Elementos Mecánicos Reales para la Primera Fase.

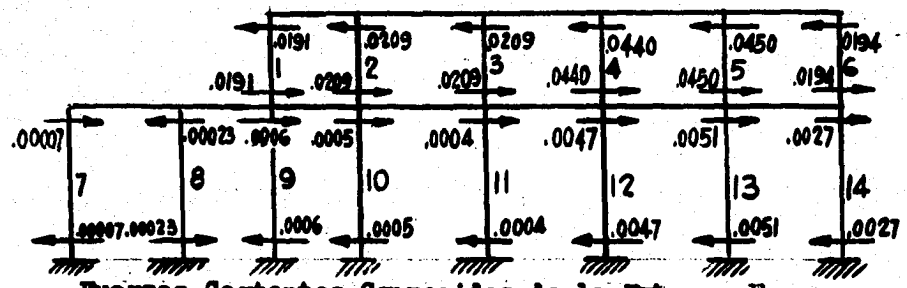
Momentos Base sobre Apoyo Ton.m

$\alpha = .000284$



Cortantes Barra sobre Apoyo en Ton.

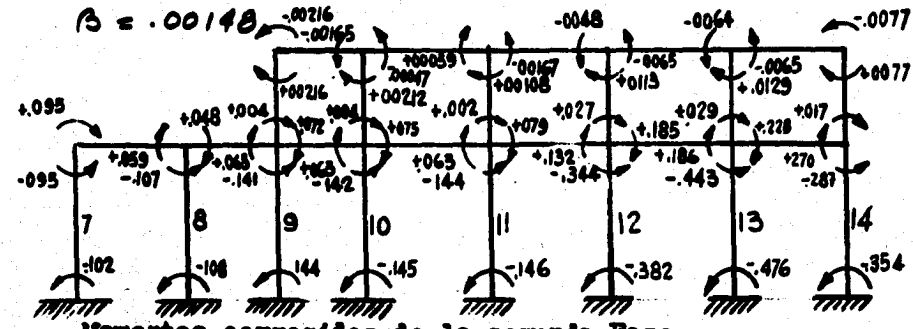
$\alpha = .000284$



Fuerzas Cortantes Corregidas de la Primera Fase.

Momentos Barra sobre Apoyo en Ton.m.

$\beta = .00148$

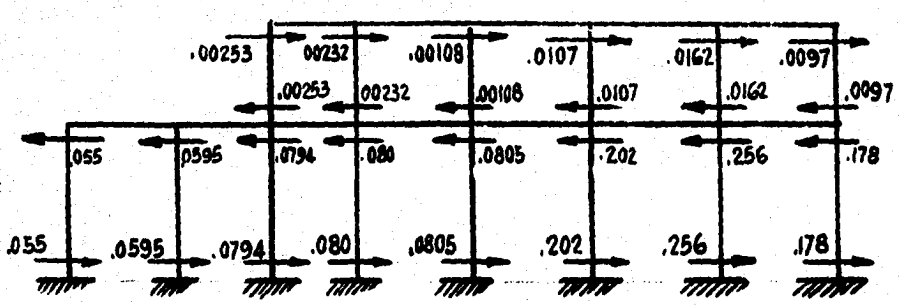


Momentos corregidos de la segunda Fase.

Cortantes de Barra sobre Apoyo en Ton.m.

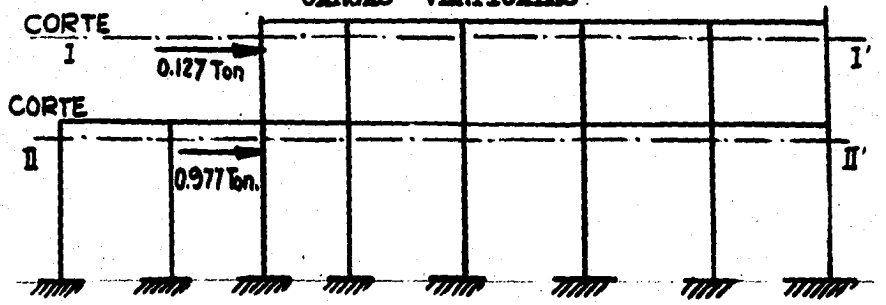
$\beta = .00148$

Fuerzas cortantes corregidas de la Segunda Fase.



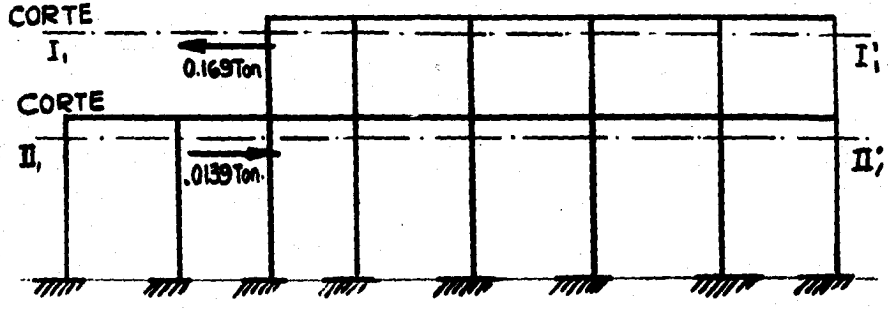
Se recordará que al empezar a analizar el corte I-I' y II-II' se obtuvieron, debido a las cargas verticales, dos fuerzas cortantes que desequilibraban al marco, como sigue:

CARGAS VERTICALES

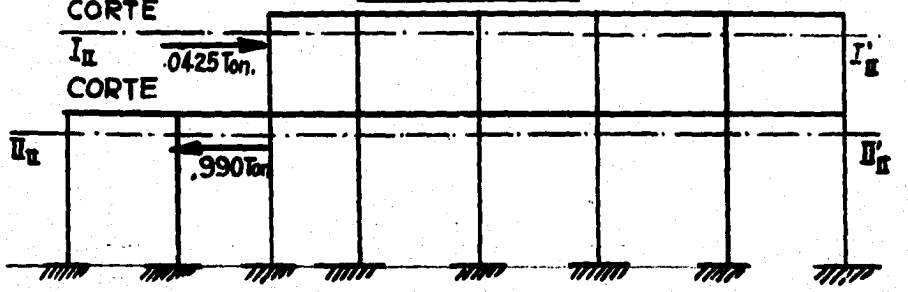


Estudiando los desplazamientos, en las dos fases, y tomando las Fuerzas.Cortantes corregidas, en ambas Fases y cortes, hemos obtenido las siguientes resultados.

PRIMERA FASE



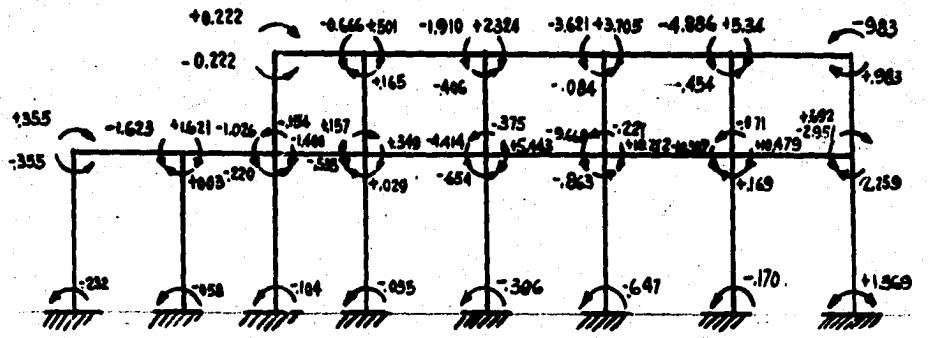
SEGUNDA FASE



Superponiendo los resultados obtenidos en las dos fases obtenemos fuerzas cortantes iguales y contrarias que nos desequilibraban el marco, por lo tanto el marco para fuerza cortante está en equilibrio.

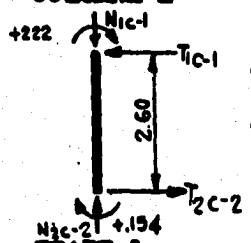
MOMENTOS FINALES: CONDICION: CARGAS VERTICALES.

Momentos Barra sobre Apoyo en Ton.m.



Determinación de las fuerzas Normales y Tangaciales, en cada nudo y elemento, para trazar los diagramas correspondientes.

COLUMNA 1



TRABE 1

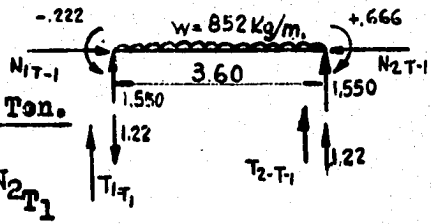
$$T_{1_{c-1}} = \frac{.222 + .154}{2.60} = \underline{0.144 \text{ Ton.}}$$

$$\overline{Z}\ Fx = 0 \therefore T_{2_{c-1}} = T_{1_{c-1}} = \underline{0.144 \text{ Ton.}}$$

$$\overline{Z}\ Fy = 0 \therefore N_{1_{c-1}} = N_{2_{c-1}}$$

$$T_{1_{T_1}} = 1.550 - \frac{.666 - .222}{3.60} = 1.550 -$$

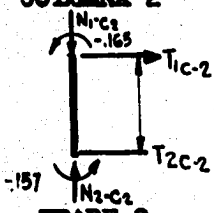
$$-\frac{.444}{3.60} = \underline{1.428 \text{ Ton.}}$$



$$T_{2_{T_1}} = 1.550 + .122 = \underline{1.672 \text{ Ton.}}$$

$$\overline{Z}\ Fx = 0 \therefore N_{1_{F_1}} = N_{2_{T_1}}$$

COLUMNA 2

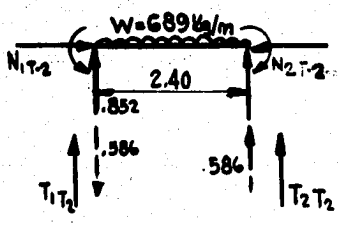


TRABE 2

$$T_{1_{c-2}} = \frac{.165 + .157}{2.60} = \underline{0.124 \text{ Ton.}}$$

$$\overline{Z}\ Fx = 0 \quad T_{2_{c-2}} \quad T_{1_{c-2}} = \underline{0.124 \text{ Ton.}}$$

$$\overline{Z}\ Fy = 0 \therefore N_{1_{c-2}} = N_{2_{c-2}}$$

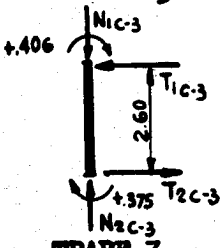


$$T_{1_{T_2}} = .825 - \frac{1.910 - .501}{2.40} = .825 - \frac{1.409}{2.40} = .825 - 586 = \underline{0.239 \text{ Ton.}}$$

$$T_{2_{T_2}} = .825 + .586 = \underline{1.411 \text{ Ton.}}$$

$$\overline{Z}\ Fx = 0 \therefore N_{1_{T_2}} = N_{2_{T_2}}$$

COLUMNA 3

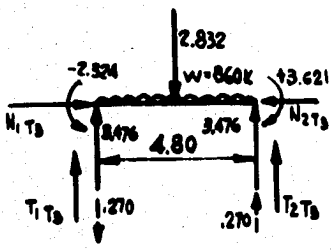


TRABE 3

$$T_{1_{c-3}} = \frac{.406 + .375}{2.60} = \frac{.781}{2.60} = \underline{.301 \text{ Ton.}}$$

$$\overline{Z}\ Fx = 0 \quad T_{2_{c-3}} = T_{1_{c-3}} \quad T_{2_{c_3}} = \underline{.301 \text{ Ton.}}$$

$$\overline{Z}\ Fy = 0 \therefore N_{1_{c_3}} = N_{2_{c_3}}$$

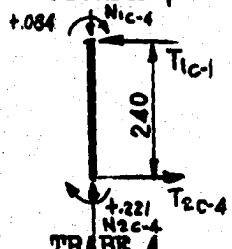


$$T_{1_{T_3}} = 3.476 - \frac{3.621 - 2.324}{4.80} = 3.476 - \frac{1.297}{4.80} = 3.476 - .270 = \underline{3.206 \text{ Ton.}}$$

$$T_{2_{T_3}} = 3.476 + 2.70 = \underline{3.746 \text{ Ton.}}$$

$$\overline{Z}\ Fx = 0 \therefore N_{1_{T_3}} = N_{2_{T_3}}$$

COLUMNA 4

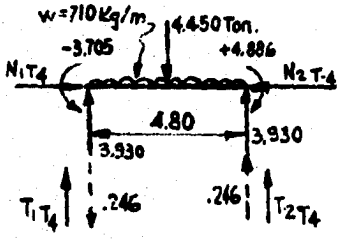


$$T_{1_{c_4}} = \frac{.084 \quad 221}{2.60} = \frac{.305}{2.60} = \underline{.120 \text{ Ton.}}$$

$$\overline{Z}\ Fx = 0 \qquad T_{2_{c_4}} = T_{1_{c_4}} \qquad T_{2_{c_4}} = \underline{.120 \text{ Ton.}}$$

$$\overline{Z}\ Fx = 0 \qquad N_{1_{c_4}} = N_{2_{c_4}}$$

TRABE 4



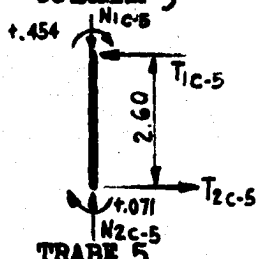
$$T_{1_{T_4}} = 3.930 - \frac{4.886 - 3.705}{4.80} = 3.930$$

$$- \frac{1.181}{4.80} = 3.930 - .246 = \underline{3.684 \text{ Ton.}}$$

$$T_{2_{T_4}} = 3.930 \quad .246 = \underline{4.176 \text{ Ton.}}$$

$$\overline{Z}\ Fx = 0 \qquad N_{1_{T_4}} = N_{2_{T_4}}$$

COLUMNA 5

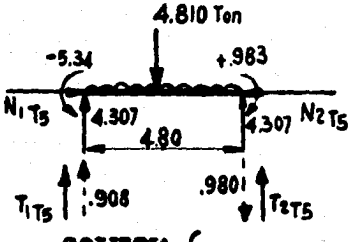


$$T_{1_{c_5}} = \frac{.454 \quad 0.71}{2.60} = \frac{.525}{2.60} = \underline{0.202 \text{ Ton.}}$$

$$\overline{Z}Fx = 0 \qquad T_{2_{c_5}} \qquad T_{2_{c_5}} = \underline{0.202 \text{ Ton.}}$$

$$\overline{Z}\ Fy = 0 \qquad N_{1_{c_5}} = N_{2_{c_5}}$$

TRABE 5



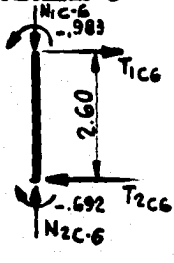
$$T_{1_{T_5}} = 4.307 \quad \frac{5.340 - .983}{4.80} = 4.307$$

$$\frac{4.357}{4.80} = 4.307 \quad .908 = \underline{5.215 \text{ Ton.}}$$

$$T_{2_{T_5}} = 4.307 - .908 = \underline{3.399 \text{ Ton.}}$$

$$\overline{Z}\ Fx = 0 \qquad N_{1_{T_5}} = N_{2_{T_5}}$$

COLUMNA 6

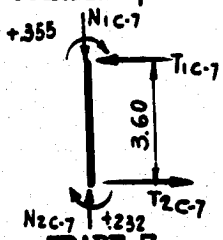


$$T_{1_{c_6}} = \frac{.983 \quad .692}{2.60} = \frac{1.675}{2.60} = \underline{0.645 \text{ Ton.}}$$

$$T_{2_{c_6}} = T_{1_{c_6}} \qquad T_{2_{c_6}} = \underline{0.645 \text{ Ton.}}$$

$$\overline{Z}\ Fx = \qquad N_{1_{c_6}} = N_{2_{c_6}}$$

COLUMNA 7

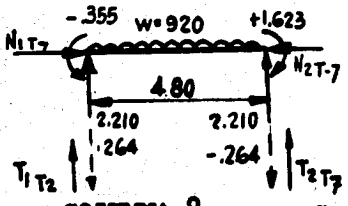


TRABE 7

$$T_{1_{c_7}} = \frac{.355 \quad .232}{3.60} = \frac{.587}{3.60} = \underline{.163 \text{ Ton.}}$$

$$T_{2_{c_7}} = T_{1_{c_7}} \qquad T_{2_{c_7}} = \underline{0.163 \text{ Ton.}}$$

$$\Sigma Fy = 0 \qquad N_{1_{c_7}} = N_{2_{c_7}}$$



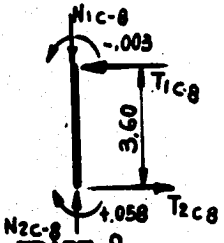
$$T_{1_{T_7}} = 2.210 - \frac{1.623 - .355}{4.80} = 2.210$$

$$- \frac{1.268}{4.80} = 2.210 - .264 = \underline{1.946 \text{ Ton.}}$$

$$T_{2_{T_7}} = 2.210 \quad .264 = \underline{2.474 \text{ Ton.}}$$

$$\Sigma Fx = 0 \qquad N_{1_{T_7}} = N_{2_{T_7}}$$

COLUMNA 8

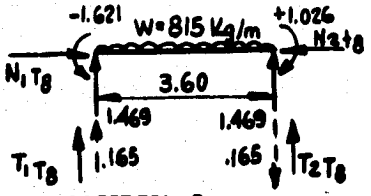


TRABE 8

$$T_{1_{c_8}} = \frac{.058 - .003}{3.60} = \frac{.055}{3.60} = \underline{.015 \text{ Ton.}}$$

$$T_{2_{c_8}} = T_{1_{c_8}} \qquad T_{2_{c_8}} = \underline{0.15 \text{ Ton.}}$$

$$\Sigma Fy = 0 \qquad N_{1_{c_8}} = N_{2_{c_8}}$$



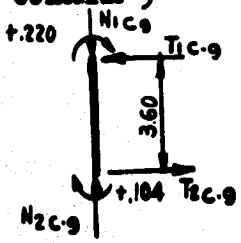
$$T_{1_{T_8}} = 1.469 \quad \frac{1.621 - 1.026}{3.60} = 1.469$$

$$\frac{.595}{3.60} = 1.469 \quad .165 = \underline{1.634 \text{ ton.}}$$

$$T_{2_{T_8}} = 1.469 - .165 = \underline{1.304 \text{ Ton.}}$$

$$\Sigma Fx = 0 \qquad N_{1_{T_8}} = N_{2_{T_8}}$$

COLUMNA 9

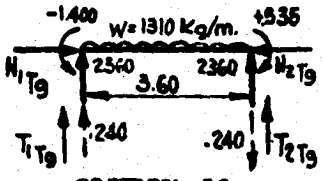


$$T_{1_{c_9}} = \frac{.220 \quad .104}{3.60} = \frac{.324}{3.60} = \underline{.098 \text{ Ton.}}$$

$$T_{2_{c_9}} = T_{1_{c_9}} \qquad T_{2_{c_9}} = \underline{0.98 \text{ Ton.}}$$

$$\Sigma Fy = 0 \qquad N_{1_{c_9}} = N_{2_{c_9}}$$

TRABE 9



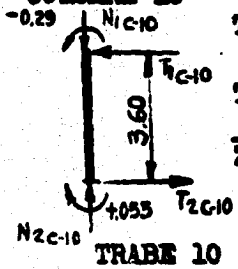
$$T_{1_{T_9}} = 2.360 + \frac{1.400 - 535}{3.60} = 2.360 + \frac{.865}{3.60}$$

$$= 2.360 + .240 = \underline{2.600 \text{ Ton.}}$$

$$T_{2_{T_9}} = 2.360 - .240 = \underline{2.120 \text{ Ton.}}$$

$$\Sigma Fx = 0 \therefore N_{1_{T_9}} = N_{2_{T_9}}$$

COLUMNA 10

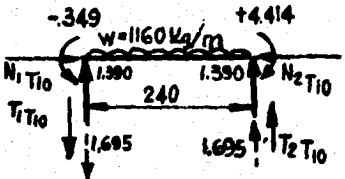


$$T_{1_{C_{10}}} = \frac{.055 - .029}{3.60} = \frac{.026}{3.60} = \underline{.008}$$

$$T_{2_{C_{10}}} = T_{1_{C_{10}}} \therefore T_{2_{C_{10}}} = \underline{.008}$$

$$\Sigma Fy = 0 \therefore N_{1_{C_{10}}} = N_{2_{C_{10}}}$$

TRABE 10



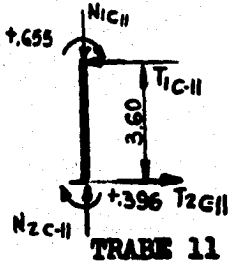
$$T_{1_{T_{10}}} = 1.390 - \frac{4.414 - .349}{2.40} = 1.390$$

$$- \frac{4.065}{2.40} = 1.390 - 1.695 = \underline{-0.305 \text{ Ton.}}$$

$$T_{2_{T_{10}}} = 1.390 + 1.695 = \underline{3.085 \text{ Ton.}}$$

$$\Sigma Fx = 0 \therefore N_{1_{T_{10}}} = N_{2_{T_{10}}}$$

COLUMNA 11

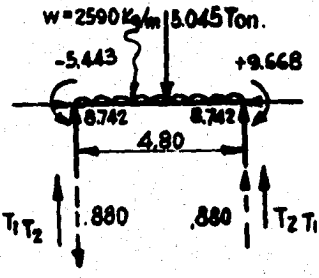


$$T_{1_{C_{11}}} = \frac{.654 + .396}{3.60} = \frac{1.050}{3.60} = \underline{.292 \text{ Ton.}}$$

$$T_{2_{C_{11}}} = T_{1_{C_{11}}} \therefore T_{2_{C_{11}}} = \underline{.292 \text{ Ton.}}$$

$$\Sigma Fy = 0 \therefore N_{1_{C_{11}}} = N_{2_{C_{11}}}$$

TRABE 11



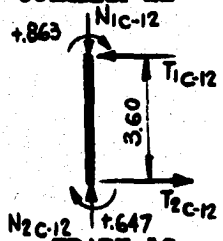
$$T_{1_{T_{11}}} = 8.742 - \frac{9.668 - 5.443}{4.80} = 8.742$$

$$- \frac{4.225}{4.80} = 8.742 - .880 = \underline{7.862 \text{ Ton.}}$$

$$T_{2_{T_{11}}} = 8.742 + .880 = \underline{9.622 \text{ Ton.}}$$

$$\Sigma Fx = 0 \therefore N_{1_{T_{11}}} = N_{2_{T_{11}}}$$

COLUMNA 12

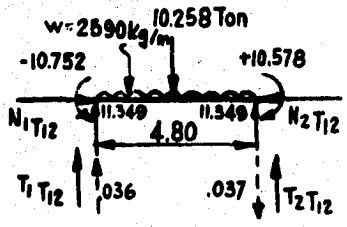


$$T_{1_{C_{12}}} = \frac{.863 + .647}{3.60} = \frac{1.510}{3.60} = \underline{.420 \text{ Ton.}}$$

$$T_{2_{C_{12}}} = T_{1_{C_{12}}} \therefore T_{2_{C_{12}}} = \underline{.420 \text{ Ton.}}$$

$$\Sigma Fy = 0 \therefore N_{1_{C_{12}}} = N_{2_{C_{12}}}$$

TRABE 12



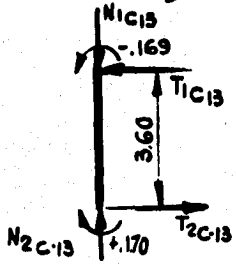
$$T_{1_{T_{12}}} = 11.349 + \frac{10.752 - 10.578}{4.80} =$$

$$11.349 + \frac{.174}{4.80} = 11.349 + .036 = \underline{11.385 \text{ Ton.}}$$

$$T_{2_{T_{12}}} = 11.349 - .036 = \underline{11.313 \text{ Ton.}}$$

$$\Sigma Fx = 0 \therefore N_{1_{T_{12}}} = N_{2_{T_{12}}}$$

COLUMNA 13



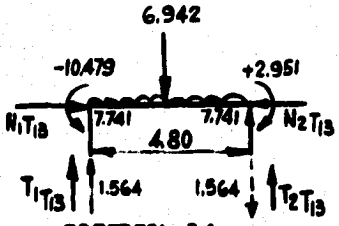
$$\Sigma Fx = 0 \quad T_{1_{C_{13}}} = T_{2_{C_{13}}}$$

$$T_{1_{C_{13}}} = \frac{.170 - .169}{3.60} = \frac{.001}{3.66} = 0$$

$$T_{1_{C_{13}}} = T_{2_{C_{13}}} = 0$$

$$\Sigma Fy = 0 \therefore N_{1_{C_{13}}} = N_{2_{C_{13}}}$$

TRABE 13



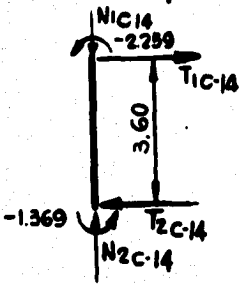
$$T_{1_{T_{13}}} = 7.741 + \frac{10.479 - 2.951}{4.80} = 7.741$$

$$+ \frac{7.528}{4.80} = 7.741 + 1.569 = \underline{9.310 \text{ Ton.}}$$

$$T_{2_{T_{13}}} = 7.741 - 1.569 = \underline{6.172 \text{ Ton.}}$$

$$\Sigma Fx = 0 \therefore N_{1_{T_{13}}} = N_{2_{T_{13}}}$$

COLUMNA 14



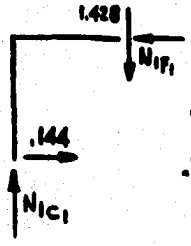
$$T_{1_{C_{14}}} = \frac{2.259 + 1.369}{3.60} = \frac{3.628}{3.60} = \underline{1.000 \text{ Ton.}}$$

$$T_{2_{C_{14}}} = T_{1_{C_{14}}} \therefore T_{2_{C_{14}}} = \underline{1.000 \text{ Ton.}}$$

$$\Sigma Fy = 0 \quad N_{1_{C_{14}}} = N_{2_{C_{14}}}$$

Determinaremos los valores de las fuerzas normales, analizando el equilibrio de cada nudo.

NUDO 1



$\Sigma Fx = 0$

$\therefore .144 - N_{1T_1} = 0 \therefore N_{1T_1} = \underline{.144 \text{ Ton.}}$

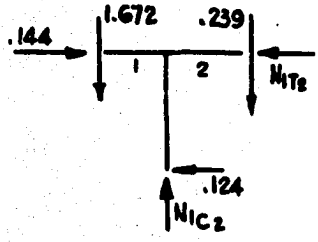
como $N_{1T_1} = N_{2T_2} \therefore N_{2T_1} = \underline{.144 \text{ Ton.}}$

$\Sigma Fy = 0$

$\therefore N_{1C_1} - 1.428 = 0 \therefore N_{1C_1} = \underline{1.428 \text{ Ton}}$

como $N_{1C_1} = N_{2C_1} \therefore N_{2C_1} = \underline{1.428 \text{ Ton.}}$

NUDO 2



$\Sigma Fx = 0 \therefore .144 - .124 - N_{1T_2} = 0$

como $N_{1T_1} = N_{2T_2} \therefore N_{1T_2} = \underline{.020 \text{ Ton.}}$

$\Sigma Fy = 0 \therefore N_{2T_2} = \underline{.020 \text{ Ton.}}$

$N_{1C_2} - 1.672 - .239 = 0$

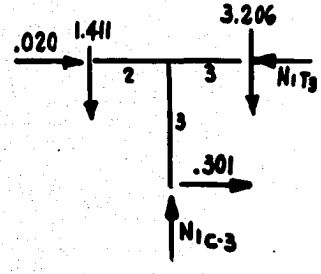
$\therefore N_{1C_2} = \underline{1.911 \text{ Ton.}}$

como $N_{1C_2} = N_{2C_2} \therefore N_{2C_2} = \underline{1.911 \text{ Ton.}}$

NUDO 3

$\Sigma Fx\ 0 \therefore .020 + .301 - N_{1T_3} = 0$

$N_{1T_3} = \underline{.321 \text{ Ton.}}$



como $N_{1T_3} = N_{2T_3} \therefore N_{2T_3} = \underline{.321 \text{ Ton.}}$

$\Sigma Fy = 0 \quad N_{1C_3} - 1.411 - 3.206 = 0$

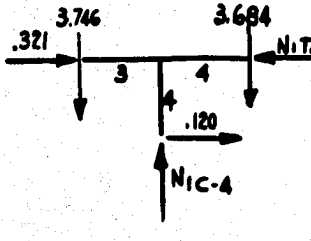
$\therefore M_{1C_3} = \underline{4.617 \text{ Ton.}}$

como $N_{1C_3} = N_{2C_3} \therefore N_{2C_3} = \underline{4.617 \text{ Ton.}}$

NUDO 4

$\Sigma Fx = 0 \quad .321 + .120 - N_{1T_4} = 0$

$N_{1T_4} = \underline{.441 \text{ T.}}$

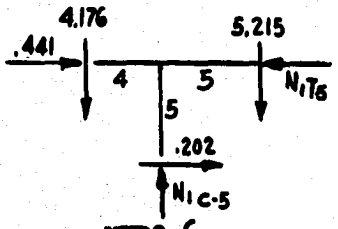


como $N_{1T_4} = N_{2T_4} \therefore N_{2T_4} = \underline{.441 \text{ Ton.}}$

$\Sigma Fy = 0 \quad N_{1C_4} - 3.746 - 3.684 = 0$

$\therefore N_{1C_4} = \underline{7.430 \text{ T}}$

NUDO 5



como $N_{1_{C_4}} = N_{2_{C_4}}$ ∴ $N_{2_{C_4}} = \underline{7.430 \text{ Ton.}}$

$\Sigma Fx = 0 \quad .441 + .202 - N_{1_{T_5}} = 0$

$N_{1_{T_5}} = \underline{.643 \text{ Ton.}}$

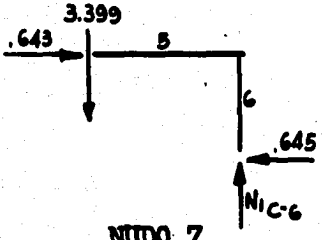
como $N_{1_{T_5}} = N_{2_{T_5}}$ $\quad N_{2_{T_5}} = \underline{.643 \text{ Ton.}}$

$\Sigma Fy = 0 \quad N_{1_{C_5}} - 4.176 - 5.215 = 0$

$N_{1_{C_5}} = \underline{9.391 \text{Ton}}$

como $N_{1_{C_5}} = N_{2_{C_5}}$ ∴ $N_{2_{C_5}} = \underline{9.391 \text{ Ton.}}$

NUDO 6



$\Sigma Fy = 0 \quad N_{1_{C_6}} - 3.399 = 0$

$N_{1_{C_6}} = \underline{3.399 \text{ Ton.}}$

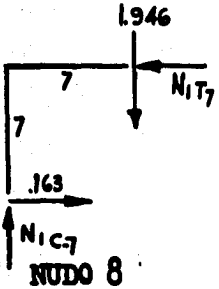
como $N_{1_{C_6}} = N_{2_{C_6}}$ $\quad N_{2_{C_6}} = \underline{3.399 \text{ Ton.}}$

$\Sigma Fx = 0$ ∴ $.643 - .645 = 0$

$.643 \doteq 645$

Nuestro cabezal superior, por fuerzas Normales está en equilibrio.

NUDO 7



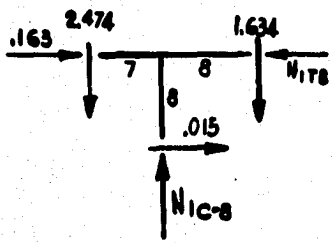
$\Sigma Fx = 0$ ∴ $.163 - N_{1_{T_7}} = 0 \quad N_{1_{T_7}} = \underline{.163 \text{ Ton.}}$

como $N_{1_{T_7}} = N_{2_{T_7}}$ ∴ $N_{2_{T_7}} = \underline{.163 \text{ Ton.}}$

$\Sigma Fy = 0 \quad N_{1_{C_7}} - 1.946 = 0 \quad N_{1_{C_7}} = \underline{1.946 \text{ Ton.}}$

como $N_{1_{C_7}} = N_{2_{C_7}}$ ∴ $N_{2_{C_7}} = \underline{1.946 \text{ Ton.}}$

NUDO 8



$\Sigma Fx = 0 \quad .163 + .015 - N_{1_{T_8}} = 0$ ∴

$N_{1_{T_8}} = \underline{.178 \text{ Ton.}}$

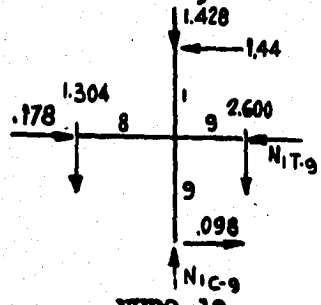
como $N_{1_{T_8}} = N_{2_{T_8}}$ ∴ $N_{2_{T_8}} = \underline{.178 \text{ Ton.}}$

$\Sigma Fy = 0 \quad N_{1_{C_8}} - 1.634 - 2.474 = 0$

∴ $N_{1_{C_8}} = \underline{4.108 \text{ Ton.}}$

como $N_{1_{C_8}} = N_{2_{C_8}}$ ∴ $N_{2_{C_8}} = \underline{4.108 \text{ Ton.}}$

NUDO 9



$\overline{Z}$ Fx = 0 ∴ .178 + .098 − .144 − $N_{1_{T_9}}$ = 0

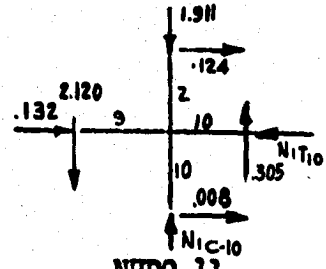
∴ $N_{1_{T_9}}$ = .132 Ton.

como $N_{1_{T_9}} = N_{2_{T_9}}$ ∴ $N_{2_{T_9}}$ = .132 Ton.

$\overline{Z}$ Fy = 0 ∴ $N_{1_{C_9}}$ − 1.304 − 2.600 − − 1.428 = 0 $N_{1_{C_9}}$ = 5.332 Ton.

como $N_{1_{C_9}} = N_{2_{C_9}}$ $N_{2_{C_9}}$ = 5.332 Ton.

NUDO 10



$\overline{Z}$ Fx = 0 ∴ .132 + .008 + .124 − $N_{1_{T_{10}}}$ = 0

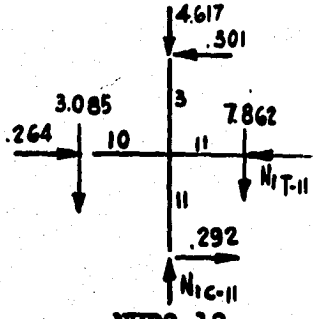
$N_{1_{T_{10}}}$ = .264 Ton.

como $N_{1_{T_{10}}} = N_{2_{T_{10}}}$ ∴ $N_{2_{T_{10}}}$ = .264 Ton.

$\overline{Z}$ Fy = 0 $N_{1_{C_{10}}}$ .305 − 1.911 − 2.120 = 0 $N_{1_{C_{10}}}$ = 3.726 Ton.

como $N_{1_{C_{10}}} = N_{2_{C_{10}}}$ ∴ $N_{2_{C_{10}}}$ = 3.726 T.

NUDO 11



$\overline{Z}$ Fx = 0 ∴ .264 + .292 − .301 − $N_{1_{T_{11}}}$ = 0

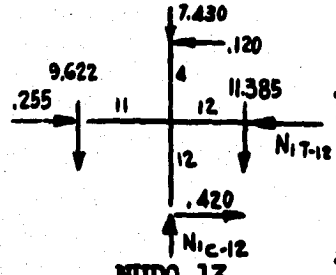
$N_{1_{T_{11}}}$ = .255 Ton.

como $N_{1_{T_{11}}} = N_{2_{T_{11}}}$ $N_{2_{T_{11}}}$ = .255 Ton.

$\overline{Z}$ Fy = 0 ∴ $N_{1_{C_{11}}}$ − 7.862 − 4.617 − − 3.085 = 0 $N_{1_{C_{11}}}$ = 15.564 Ton.

como $N_{1_{C_{11}}} = N_{2_{C_{11}}}$ ∴ $N_{2_{C_{11}}}$ = 15.564 Ton.

NUDO 12



$\overline{Z}$ Fx = 0 ∴ .255 + .420 − .120 − $N_{1_{T_{12}}}$ = 0

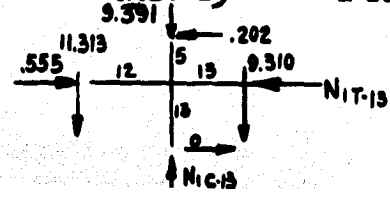
$N_{1_{T_{12}}}$ = .555 T

como $N_{1_{T_{12}}} = N_{2_{T_{12}}}$ ∴ $N_{2_{T_{12}}}$ = .555 Ton.

$\overline{Z}$ Fy = 0 $N_{1_{C_{12}}}$ − 11.385 − 7.430 − − 9.622 = 0 $N_{1_{C_{12}}}$ = 28.437 Ton.

como $N_{1_{C_{12}}} = N_{2_{C_{12}}}$ ∴ $N_{2_{C_{12}}}$ = 28.437 Ton.

NUDO 13



$\overline{Z}$ Fx = 0 .555 − .202 − $N_{1_{T_{13}}}$ = 0

$N_{1_{T_{13}}}$ = .353 Ton.

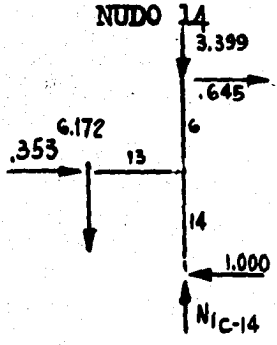
como $N_{1T_{13}} = N_{2T_{13}}$ $\quad N_{2T_{13}} = \underline{.353 \text{ Ton.}}$

$\overline{Z}\ Fy = 0 \quad N_{1C_{13}} - 9.310 - 9.391 - 11.313 = 0$

$N_{1C_{13}} = \underline{30.014 \text{ Ton.}}$

como $N_{1C_{13}} = N_{2C_{13}} \therefore N_{2C_{13}} = \underline{30.014 \text{ Ton.}}$

NUDO 14



$\overline{Z}\ Fy = 0 \quad N_{1C_{14}} - 3.399 - 6.172 = 0$

$N_{1C_{14}} = \underline{9.571 \text{ Ton.}}$

como $N_{1C_{14}} = N_{2C_{14}} \quad N_{2C_{14}} = \underline{9.571 \text{ Ton.}}$

$\overline{Z}\ Fx = 0 \quad .353 + .645 - 1.00 \doteq 0$

$\underline{.998 \doteq 1.000 \text{ Ton.}}$

∴ nuestro cabezal inferior, por fuerzas normales están en equilibrio.

Se ha demostrado que el marco está en equilibrio, en cuanto a fuerzas horizontales, y fuerzas normales, ahora veremos si está en equilibrio en cuanto a fuerzas verticales, para este sumamos todas las cargas exteriores que -- obran en nuestro marco, y las comparamos con las reacciones, de las columnas que los sostienen:

A Saber:

Cargas Uniformes	62.695 Ton.
Cargas Concentradas	35.337 Ton.
	98.032 Ton.

Reacción en Columnas:

C-7 =	1.946	Ton.
C-8 =	4.108	Ton.
C-9 =	5.332	Ton.
C-10 =	3.726	Ton.
C-11 =	15.564	Ton.
C-12 =	28.437	Ton.
C-13 =	30.014	Ton.
C-14 =	9.571	Ton.
TOTAL	98.698	Ton.

$98.032 \doteq 98.698$

o sea que practicamente el marco está en equilibrio en -- cuanto a fuerzas verticales.

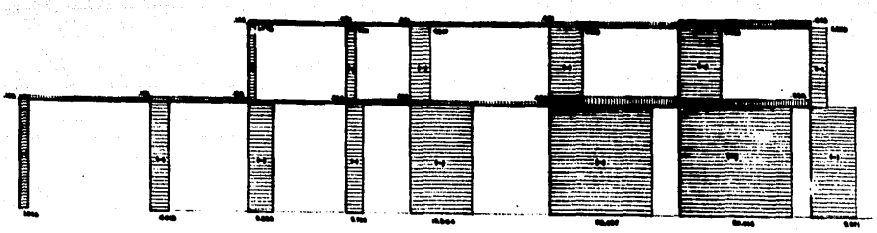


DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES
CONDICION: CARGAS VERTICALES

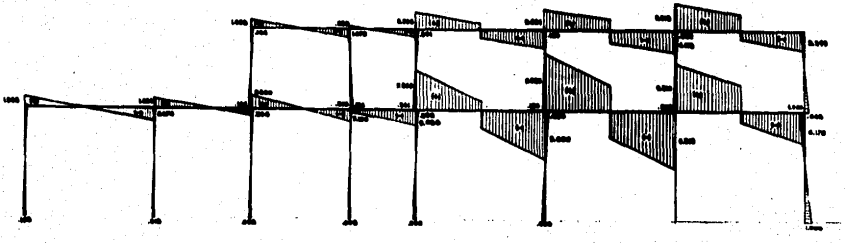
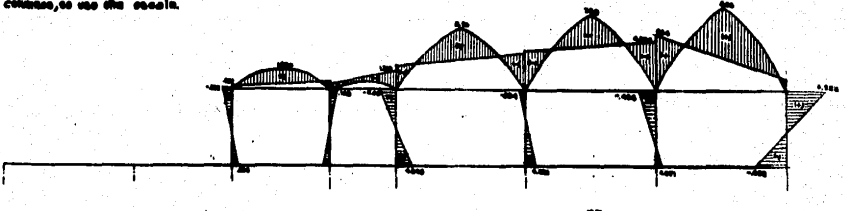
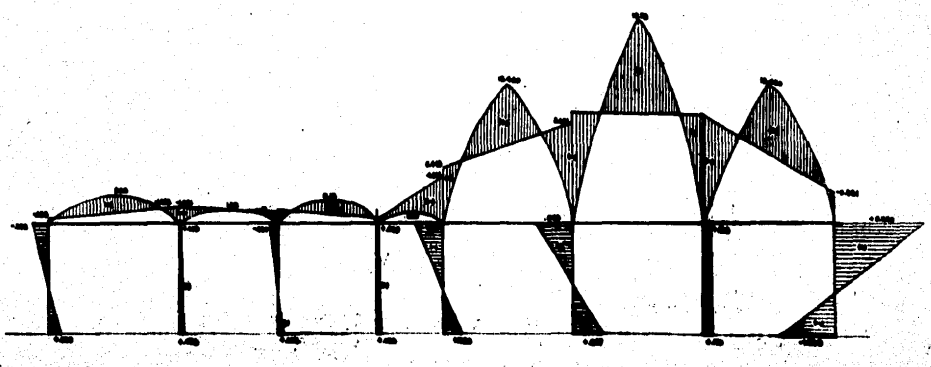


DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES (ton. m)
CONDICION: CARGAS VERTICALES

Nota:
para evitar la superposicion de los diagramas, se separo el marco.
Por ser los momentos muy pequeños en aos, todos los columnas, se uso dos escala.





ANALISIS DEL MARCO POR CARGAS HORIZONTALES: SISMO Y VIENTOS

Como se trata de un edificio en donde habrá reunión de público, es necesario y así lo exigen los reglamentos, que analicemos el marco en estudio, bajo los efectos de - Sismo y Viento.

Al principiar un sismo se produce una aceleración horizontal en la masa de la estructura, produciendo generalmente un movimiento vibratorio. El problema relacionado con esta vibración es complejo en impreciso, ya que se -- desconocen las leyes que rigen los movimientos de los suelos.

La solución del problema por lo tanto se efectua utilizando métodos aproximados, comprendidos bajo la denominación de: solución exacta desde el punto de vista estético.

Como la altura total de nuestro edificio es de 7.00 mts. 16 mts. que es el límite aceptado para hacer este estudio, resolveremos el problema considerando la acción, del viento y sismo, actuando en un solo sentido y simultaneamente.

La aceleración sísmica , es un dato experimental - tomado de los sismografos. En la Ciudad de México se han registrado aceleraciones máximas iguales a 0.0375g, en la que g es la aceleración de la gravedad.

Con estos valores podemos establecer una relación entre la aceleración sísmica y la aceleración de la gravedad como sigue

$$C_s = \frac{\gamma_s}{g}$$

C_s = coeficiente sísmico.

Nuestras autoridades en el Reglamento de Construcción aconsejan que para se adopte 0.025.

Las Fuerzas F que nos miden la acción del sismo son -

función del peso total de la armadura.

$$F = C_s P$$

La presión máxima del viento horizontal es de 75 kg/ m^2

CARGAS HORIZONTALES DEBIDAS AL SISMO.
CABEZAL NIVEL 2.

Cargas Concentradas	12.092 Ton.x 0.025 =	0.310 Ton.
Cargas Uniformes	16.086 Ton.x 0.025 =	0.402 Ton.
P.p. Columnas $\frac{15.60 \times .25 \times .25}{2} \times 2000 \times 0.025$ =		0.029 Ton.
		0.741 Ton.

CABEZAL NIVEL 1.

Cargas Concentradas	22.245 Ton.x 0.025 =	0.556 Ton.
Cargas Uniformes	45.609 Ton.x 0.025 =	1.140 Ton.
P.p.Columnas $\frac{28.80 \times .122 \times 2400}{2} \times .025$ =		.105 Ton.
		.029 Ton.
		1.830 Ton.

CARGAS HORIZONTALES DEBIDAS AL VIENTO.
CABEZAL NIVEL 2.

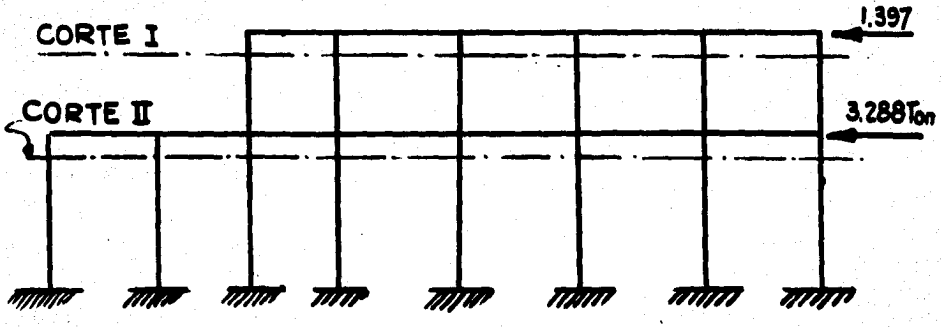
$$\frac{(5.85)\ (3.00)}{2} \times 75 = 0.656 \text{ Ton.}$$

CABEZAL NIVEL 1.

$$\frac{(5.85\ (3.00)}{2} \times 75 = 0.656 \text{ Ton.}$$

$$\frac{5.85 \times 3.60}{2} \times 75 = 0.802 \text{ Ton.}$$

1.458 Ton.



Para restablecer el equilibrio, será necesario suponer dos cargas iguales y contrarias a las encontradas, y dividir el estudio en dos fases según sus grados de libertad.

PRIMERA FASE.- Suponemos un Momento de 100 Ton.m. en la columna No. 1 que nos produce un desplazamiento , desconocido. En las demas columnas se consideraran momentos que según su rigidez lineal, nos darán el mismo desplazamiento. Este problema ya fué resuelto en el estudio de cargas verticales y se obtuvieron los siguientes valores para las fuerzas cortantes en los cortes I y II:

$$\overrightarrow{R_{I_I}} = \underline{596.15 \text{ Ton.}} \qquad \overleftarrow{R_{II_1}} = \underline{49.12}$$

SEGUNDA FASE.- Analoga explicación que la primera fase.

$$\overleftarrow{R_{I_{II}}} = \underline{28.75 \text{ Ton.}} \qquad \overrightarrow{R_{II_{II}}} = \underline{669.15 \text{ Ton.}}$$

Vamos a relacionar, estos valores obtenidos, para encontrar los valores de los coeficientes α, β, para obtener los valores rectos.

$$1.397 = 596.15\alpha - 28.75\beta \qquad (1)$$
$$3.288 = 49.12\alpha + 669.15\beta \qquad (2)$$

de (1) $$\alpha = \frac{1.397 + 28.75\beta}{596.15} \qquad (1)'$$

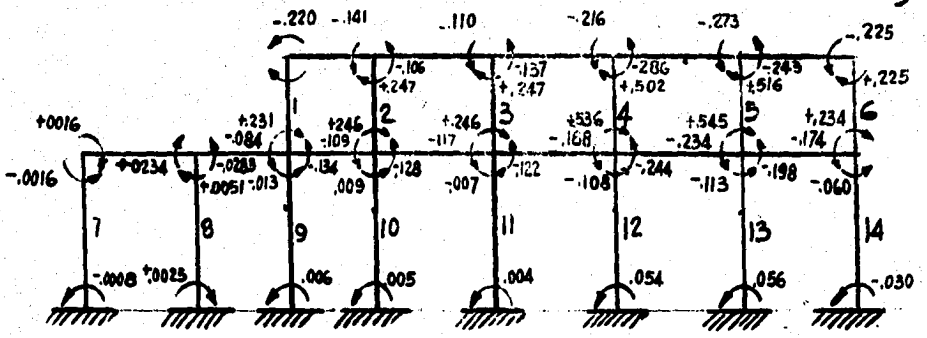
Sustituyendo en (2)

$$3.288 = -\frac{49.12}{596.15}(1.397 + 28.75\beta) + 669.15\beta$$

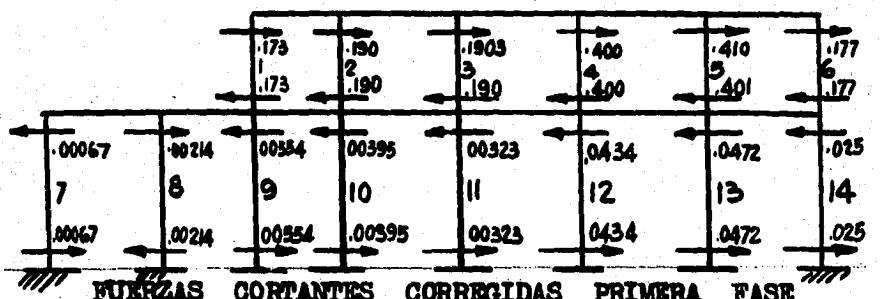
$$\beta = \frac{3.403}{666.79} = \boxed{.0051}$$

$$\alpha = \frac{1.397 \quad 28.75 \times .0051}{596.15} = \boxed{.00258}$$

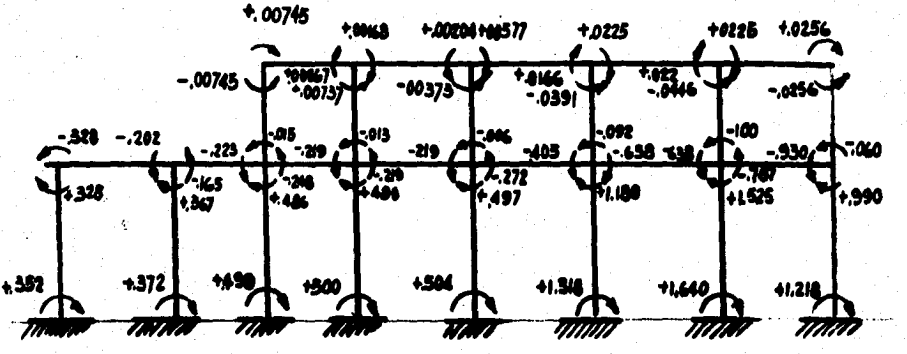
Como ya contamos con la distribuición de Momentos para la primerafase, los momentos corregidos seran.



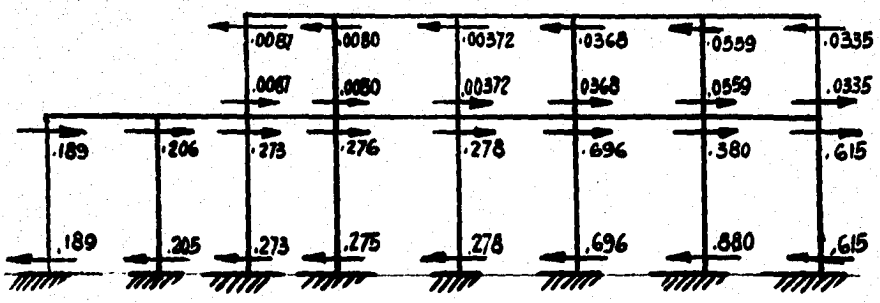
MOMENTOS CORREGIDOS DE LA PRIMERA FASE
CONDICION: CARGAS HORIZONTALES.



FUERZAS CORTANTES CORREGIDAS PRIMERA FASE
CONDICION CARGAS HORIZONTALES.



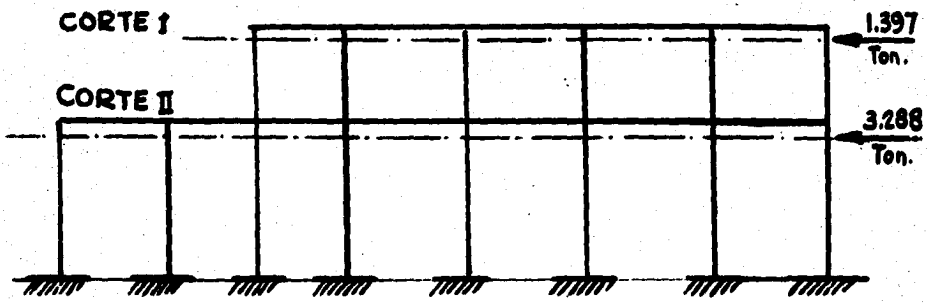
MOMENTOS CORREGIDOS SEGUNDA FASE
CONDICION CARGAS HORIZONTALES.



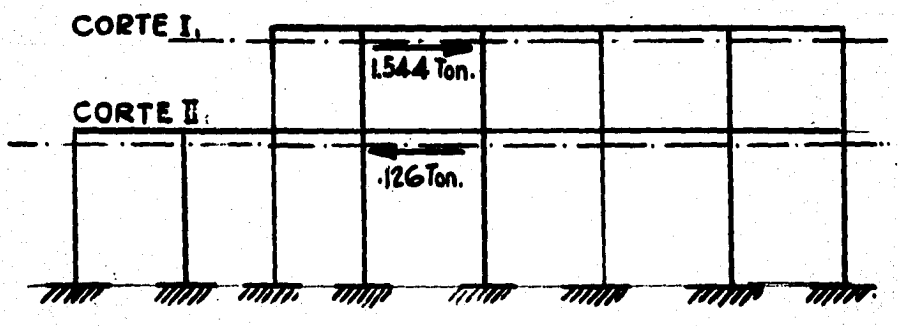
FUERZAS CORTANTES CORREGIDAS SEGUNDA FASE
CONDICION CARGAS HORIZONTALES.

La superposición de las dos fases, así como las fuerzas que desequilibraban a la estructura por Sismo y Viento, deben estar en equilibrio:

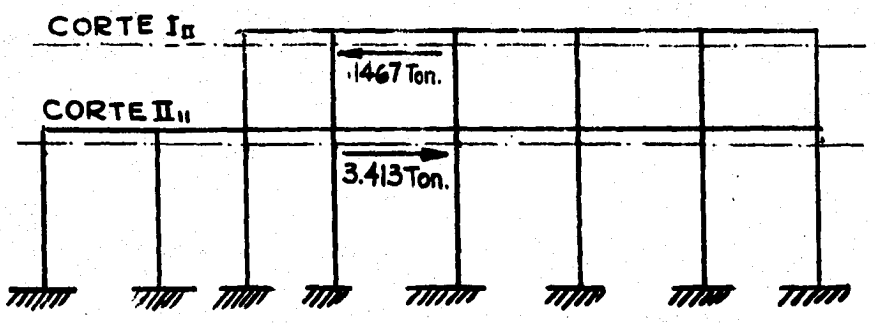
CARGAS HORIZONTALES (Sismo y Viento Combinados)



I FUERZA PRIMERA FASE



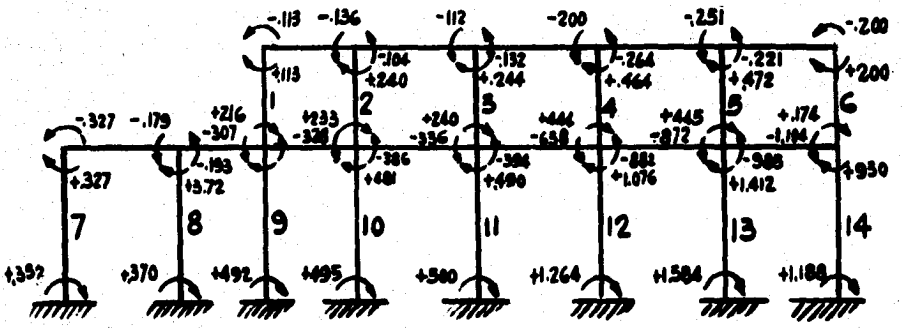
II SEGUNDA FASE



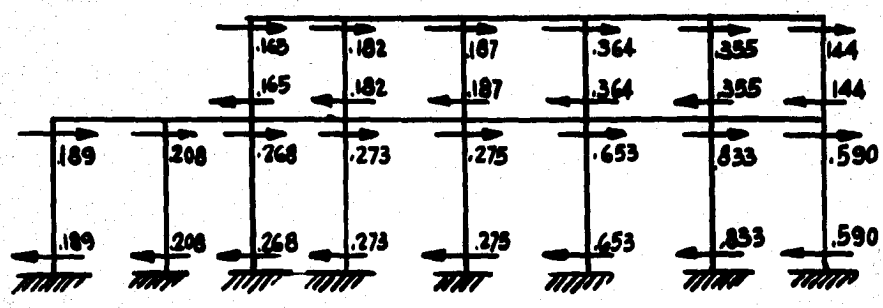
Se ve claramente que superponiendo los valores encontrados, la estructura está en equilibrio.

Finalmente por efecto de viento y sismo tendremos los siguientes valores

Momentos Barra sobre Apoyo
en Ton.m.



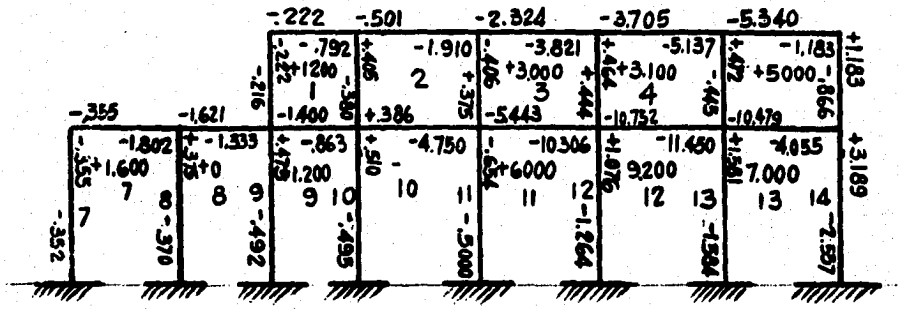
MOMENTOS FINALES DEBIDOS AL VIENTO Y SISMO ACTUANDO SIMULTANEAMENTE.



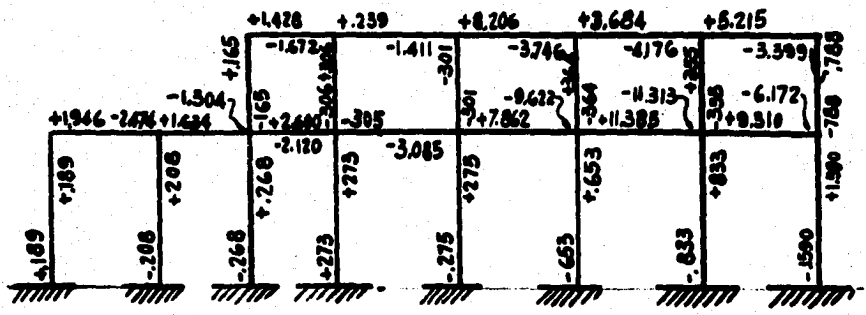
FUERZAS CORTANTES FINALES DEBIDAS AL VIENTO Y SISMO ACTUANDO SIMULTANEAMENTE.

DISEÑO DEL MARCO.

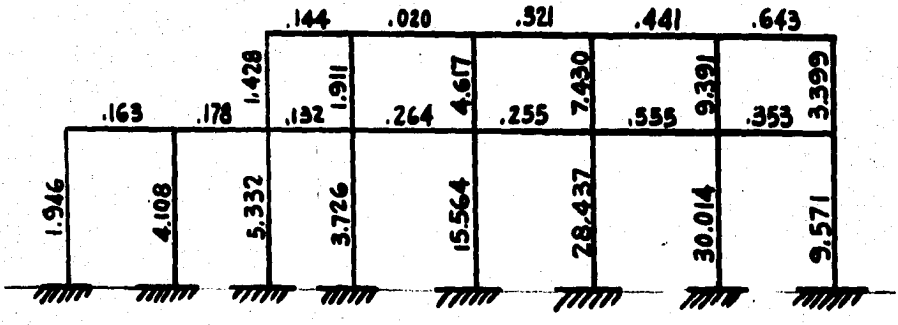
Analizadas las condiciones mas desfavorables en cada elemnto del marco, tomando en cuenta los resultados obtenidos en los análisis por cargas verticales, sismo y viento.



MOMENTOS FLEXIONANTES DE DISEÑO
(ESTADO MAS DESFAVORABLE PARA CADA ELEMENTO DEL MARCO).



FUERZAS CORTANTES DE DISEÑO
(ESTADO MAS DESFAVORABLE PARA CADA ELEMENTO DEL MARCO).



FUERZAS NORMALES DE DISEÑO.

DISEÑO POR FLEXION CABEZAL SUPERIOR (Nivel Azotea)

Unicamente diseñaremos la trabe mas desfavorable para Momento Flexionante, y fuerza Cortante.

Características del concrete que va a usarse.

$f'_c = 140\ kg/cm^2$ $\quad = 15 \quad f_c = 0.45\ f'_c = 63\ kg/cm^2 \quad f_s = 1265\ kg/cm^2$

$$k = \frac{1}{1\ \frac{fs}{n\ f_c}} = 0.427 \qquad j = 1 - \frac{k}{3} = 0.858$$

$$K = 1/2\ f_c\ k_j = 11.55\ kg/cm^2$$

TRABE 4

Sección propuesta para el cálculo del marco $\quad h = 50\ cm.$ $\quad d = 45\ cm.$ $\quad b = 25\ cm.$

$$M_R = Kbd^2 = 11.55 \times 25 \times 45^2 = 584000\ kg\text{-}cm.$$

APOYO IZQUIERDO

$M_e = -\ 370{,}500\ kg\text{-}cm.$

$M_R > M_e$ $\quad$ Sección Peraltada

$$\frac{6\ Mn_e}{fs\ bd^2} = \frac{6 \times 370500 \times 15}{1265 \times 25 \times 2025} = 0.520$$

$$k^3 - 3\ k^2 - 0.520\ k + 0.520 = 0$$

Suponemos $k = 0.355$

−3.00	−0.520	0.520
0.35	−0.938	− 0.516
−2.65	−1.45	.004

$k = 0.355 \qquad j = 0.882$

$$A_s = \frac{370500}{1265 \times 0.882 \times 45} = 7.39\ cm^2;\ 4\ \phi\ 5/8"$$

TRAMO CENTRAL

$M = 310000$ kg-cm.

como $M_R > M_e$ Sección Peraltalda.

$$\frac{6\,Ma}{fs\,bd^2} = \frac{6 \times 310000 \times 15}{1265 \times 25 \times 2025} = 0.435$$

$$k^3 - 3\,k^2 - 0.435\,k \quad 0.435 = 0$$

Suponemos $k = 0.33$

− 3.00	−0.435	+ 0.435
0.33	−0.881	− 0.434
− 2.67	−1.316	0.001

$k = 0.33 \qquad j = 0.890$

$$As = \frac{310000}{1265 \times 0.890 \times 45} = 6.10\ cm^2; \quad 4\ \phi\ 5/8"$$

APOYO DERECHO

$M_e = -\ 513700$ kg-cm.

como $M_R > M_e$ Sección Peraltalda

$$\frac{6\,Ma}{fs\,bd^2} = \frac{6 \times 513700 \times 15}{1265 \times 25 \times 2025} = 0.723$$

$$k^3 - 3\,k^2 - 0.723\,k + 0.723 = 0$$

Suponemos $k = 0.405$

− 3.00	−0.723	+ 0.723
.405	−1.050	− 0.720
2.595	−1.773	− .003

$k = 0.405 \qquad j = 0.865$

$$As = \frac{513700}{1265 \times 0.865 \times 45} = 10.40\ cm^2$$

(DOS SOLUCIONES
(6 ϕ 5/8" en 2 leches
(4 ϕ 3/4" en un leche.

REVISION ESFUERZO CORTANTE

APOYO IZQUIERDO:

$V = 3684$ kg $\qquad v = \frac{V}{bjd} = \frac{3684}{25 \times 0.858 \times 45} = 3.81$ kg/cm^2

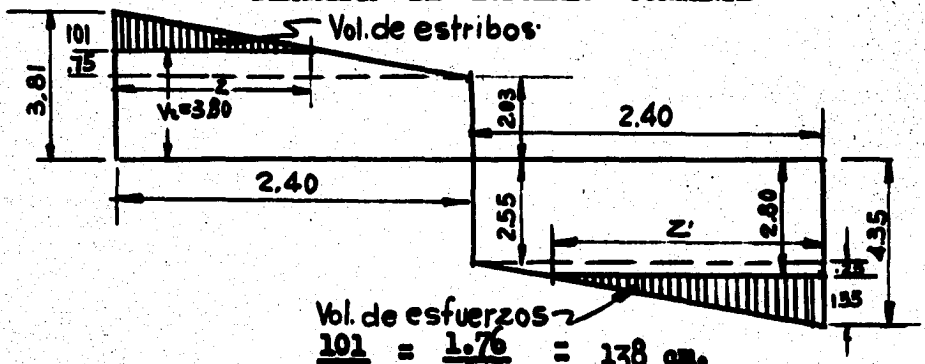
$v_p = 0.06\ f'_c = 8.40$ kg/cm^2

$v_c = 0.02\ f'_c = 2.80$ kg/cm^2

APOYO DERECHO:

$V = 4176$ kg $\qquad v = \frac{V}{bjd} = \frac{4176}{905} = 4.35$ kg/cm^2

DIAGRAMA DE ESFUERZO CORTANTE



$\frac{101}{2} = \frac{1.76}{240} = 138$ cm.

$V_1 = \frac{1}{2}\ 1.01 \times 138 \times 25 = 1730$ kg.

Estribos U ø 1/4" cuya capacidad es = 710 kg.

$N = \frac{1730}{710} = 2 + \ldots\ 3$ estribos.

Nota: No tomamos estribos de una sola rama ø 1/4" por ser inconvenientes para el armado.

$\frac{z}{\sqrt{N}} = \frac{138}{\sqrt{3}} \qquad 138 \qquad 12$ cm.

$e_1 = 80.0 \sqrt{2.5} = 126$

$e_2 = 80.0 \sqrt{1.5} = 98$ cm. (28)

$e_2 = \quad = 106$ cm. — 20 cm.

$e_3 = \quad = 86$ cm. — 20 cm.

$e_4 = \quad = 66$ cm. — 20 cm.

$e_5 = \quad = 46$ cm. — 20 cm.

$e_6 = \quad = 26$ cm. — 20 cm.

$e_7 = \quad = 6$ cm.

138 cm.

Nota: A partir del estribo 2 se tomó como espaciamiento entre estribos el de 2o cm. por especificaciones.

APOYO DERECHO

$$\frac{1.55}{z} = \frac{1.80}{240} \qquad z = 206 \text{ cm.}$$

$$V = 1/2\ 206 \times 1.55 \times 25 = 4000 \text{ kg}$$

Estribos U de ø 1/4" cuya capacidad es de 710 kg.

$$N = \frac{4000}{710} = 5 \ldots 6$$

$$\frac{z}{\sqrt{N}} = \frac{206}{\sqrt{6}} = 84.5$$

$e_1 = 84.5 \sqrt{5.5} = 198$ — 8 cm.

$e_2 = 84.5 \sqrt{4.5} = 180$ — 18 cm.

$e_3 = 84.5 \sqrt{3.5} = 159$ — 21 cm.

$e_4 = \quad = 139$ — 20 cm.

		20 cm.
e_5 =	= 119	
		20 cm.
e_6 =	= 99	
		20 cm.
e_8 =	= 59	
		20 cm.
e_9 =	= 39	
		20 cm.
e_{10} =	= 19	
		206 cm.

Nota: Todas las distancias de estribos están tomadas del vértice del triangulo hacia la izquierda.

DISEÑO CABEZAL INFERIOR.

Diseñaremos unicamente la trabe mas desfavorable en cuanto a momento flexionante y fuerza cortante.

Sección propuesta para el cálculo del marco $h = 65$, $d = 60$, $b = 30$

$$M_R = Kbd^2 = 11.55 \times 30 \times 60^2 = 1245000 \text{ kg-cm.}$$

APOYO IZQUIERDO

$$M_e = 1075200 \text{ kg-cm.}$$

como $M_c > M_e$ Sección Peraltada.

$$\frac{6\,Mn}{fs\,bd^2} = \frac{6 \times 1075200 \times 15}{1265 \times 30 \times 3600} = 0.720$$

$$k^3 - 3k^2 - 0.720\,k + 0.720 = 0$$

Suponemos $k = 0.405$

$$\begin{array}{rrr} -3.00 & -0.720 & +0.720 \\ .405 & -1.050 & -0.719 \\ \hline -2.595 & -1.770 & .001 \end{array}$$

$k = 0.405 \qquad j = 0.865$

$$A_s = \frac{1075200}{1265 \times 0.865 \times 60} = 16.40 \text{ cm}^2$$ 6 ø 3/4" en dos leches

APOYO CENTRAL.

$M = 920000$ kg-cm.

Como $M_R > M$ Sección Peraltada.

$$\frac{6\,Mn}{fs\,bd^2} = \frac{6 \times 920000 \times 15}{1265 \times 30 \times 3600} = 0.61$$

$$k^3 - 3k^2 - 0.610\,k + 0.610 = 0$$

Suponemos $k = 0.38$

$$\begin{array}{rrr} -3.00 & -0.610 & 0.610 \\ .38 & -.995 & -0.610 \\ \hline -2.62 & -1.605 & 0.000 \end{array}$$

$k = 0.38 \qquad j = 0.873$

$$A_s = \frac{920000}{1265 \times 0.873 \times 60} = 13.90 \text{ cm}^2$$ 5 ø 3/4" en un lecho

APOYO DERECHO.

$M_e = -1145000.$ kg-cm

Como $M_R > M_e$ Sección Peraltada.

$$\frac{6\,Mn}{fs\,bd^2} = \frac{6 \times 1145000 \times 15}{1265 \times 30 \times 3600} = 0.753$$

$$k^3 - 3k^2 - 0.753\,k + 0.753 = 0$$

Suponemos $k = 0.415$

$$\begin{array}{rrr} -3.00 & -0.753 & 0.753 \\ .415 & -1.07 & -0.755 \\ \hline 2.585 & -1.82 & -0.002 \end{array}$$

$k = 0.415 \qquad j = 0.862$

$$A_s = \frac{1145000}{1265 \times 0.862 \times 60} = 17.5 \text{ cm}^2$$ 7 ø 3/4" en dos lechos

REVISION ESFUERZO CORTANTE
APOYO IZQUIERDO.

$$V = 11385 \text{ kg} \qquad v = \frac{V}{bjd} = \frac{11385}{30 \times 0.858 \times 60} = 7.39 \text{ kg/cm}^2$$

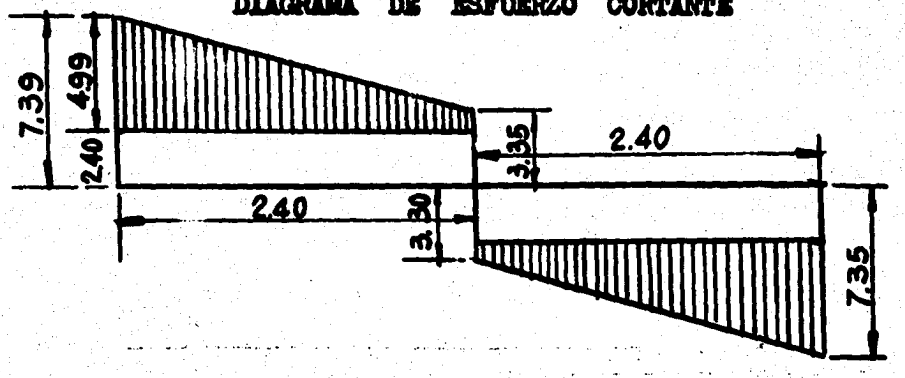
$$v_p = 0.06\, f'_c = 8.40 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_c = 0.02\, f'_c = 2.80 \text{ kg/cm}^2$$

APOYO DERECHO.

$$V = 11313 \text{ kg} \qquad v = \frac{V}{bjd} = \frac{11313}{1540} = 7.35 \text{ kg/cm}^2$$

DIAGRAMA DE ESFUERZO CORTANTE



Calcularemos el volumen de esfuerzos que toman los estribos como triangular, ya que es insignificante la diferencia que hay tomandolo como trapezoidal.

$V = 1/2\ 4.99 \times 240 \times 30 = 17900$ kg

Estribos U de 3/8" cuya capacidad es de 1600 kg

$$N = \frac{17900}{1600} = 11+ \ldots 12 \text{ estribos}$$

Separación estribos, contados a partir del vértice del triangulo.

$$\frac{z}{\sqrt{N}} = \frac{240}{\sqrt{12}} = 69.50$$

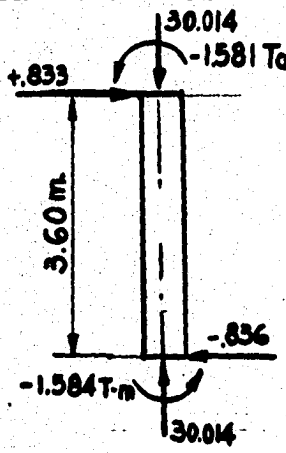
			240	
e_1 =	69.50	$\sqrt{11.5}$ =	236	4 cm.
e_2 =	69.50	$\sqrt{10.5}$ =	226	10 cm.
e_3 =	69.50	$\sqrt{9.5}$ =	215	11 cm.
e_4 =	69.50	$\sqrt{8.5}$ =	203	12 cm.
e_5 =	69.50	$\sqrt{7.5}$ =	191	12 cm.
e_6 =	69.50	$\sqrt{6.5}$ =	178	14 cm.
e_7 =	69.50	$\sqrt{5.5}$ =	164	14 cm.
e_8 =	69.50	$\sqrt{4.5}$ =	148	16 cm.
e_9 =	69.50	$\sqrt{3.5}$ =	130	18 cm.
e_{10} =	69.50	$\sqrt{2.5}$ =	110	20 cm.
e_{11} =	69.50	$\sqrt{1.5}$ =	85	25 cm
e_{12} =		=	55	30 cm.
e_{13} =		=	25	30 cm.
				241 cm.

Nota: Los estribos 12 y 13 se tomó como espaciamiento el de 30 cm. por especificaciones.

La otra mitad del Diagrama es practicamente igual a la anterior.

DISEÑO DE COLUMNAS.

Calcularemos la columna 13 que es la mas desfavorable en cuanto a fuerza normal.



$$e' = \frac{1.581}{30.014} = 0.052 \text{ m.}$$

$$P = \sqrt{30.014^2 + .833^2} = 30.100 \text{ Ton}$$

Sección supuesta para el marco de 35 cm. por 35 cm.

$t = 35$ cm. $\quad e' = 0.052$ m.

$r = 4$ cm. $\quad f'_c = 175$ kg/cm^2

$N = 30.100$ Ton. $\quad n = 12$

Refuerzo Simétrico en dos caras, fierro de grado estructural.

$$\frac{t^2}{N} = \left[\frac{1}{0.18\, f'_c \quad 0.80\, f_{s_p}}\right] + \frac{e'/t}{\left[0.225 f'_c (n-1) g^2\right]/p}$$

$$\frac{e'/t}{0.075\, f'_c}$$

$$g = \frac{35 - 8}{35} = 0.772 \qquad g^2 = .596$$

$0.18 \times 175 = 31.40 \qquad 0.80 \times 928 = 743$

$0.225 \times 175 \times 11 \times .596 = 258 \qquad 0.75 \times 175 = 13.10$

$$\frac{e'}{t} = \frac{5.20}{35} = .149 \qquad \frac{t^2}{N} = \frac{1220}{30100} = 0.0406$$

		(1)			(2)	
P	$0.8\ f_{s_p}$	$\bar{Z}_1$	$1/\bar{Z}_1$	258 p	$\bar{Z}_2$	$.149/15.68$
0.01	7.43	38.83	.0258	2.58	15.68	.0095
0.005	3.71	35.11	0.0286	1.29	14.39	.0103

1 + 2
.0353
.0390

Hemos encontrado que p = .005 resuelve el problema, pero como según especificaciones p no puede ser menor -- del 1% aceptamos este valor estando sobrada la columna.

REVISION

Vemos si la carga cae dentro del nucleo Central.

$$\frac{e}{t} = \frac{1}{6}\ \frac{1\ (n-1)\ p\ (3\ g^2)}{1+(n-1)\ p} \qquad p = .01 \quad g^2 = .596 \quad n = 12$$

$$\frac{e}{35} = \frac{1}{6}\ \frac{1\ (11)\ .01 \times 1.78}{1 + .11} = \underline{5.90\ cm.}$$

como $e' < e$ carga dentro del nucleo central.

$$f_{c_{ma}} = \frac{P}{Ag}\ \frac{1}{1\ (n-1)\ p}\ \left(1 \pm \frac{e'}{e}\right)$$

$$f_{c_{ma}} = \frac{30100}{1225}\ \frac{1.00}{1.1}\ \left[1 \pm \frac{5.20}{5.90}\right] = \underline{42\ kg/cm^2}$$

$$f_{c_{mi}} = 22.3 \times 0.118 = \underline{2.64\ kg/cm^2}$$

$$f_a = \frac{0.18\ f'_c + 0.80\ f_{s_p}}{1-(n-1)\ p} = \underline{35\ kg/cm^2}$$

$$C = \frac{f_a}{0.45 f'_c} = \frac{35}{0.45 \times 175} = 0.445$$

$$f_{c_p} = f_a \frac{t + D_e'}{t + C\, D_e'} = 35 \frac{35 + 30.80}{35 + 137} = \underline{47.25 \text{ kg/cm}^2}$$

Como se observará la columna está un poco sobrada.

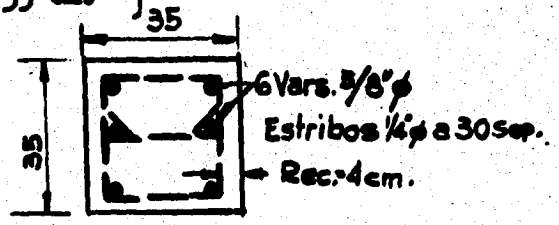
$$A_s = p\, A_g = 0.01 \times 1225 = 12.25 \text{ cm}^2 \quad \underline{6 \text{ ø } 5/8''}$$

Usando varilla de ø 1/2" la columna nos quedaría muy bien, pero como las especificaciones referentes al refuerzo mínimo debe darse con varillas ø 5/8".

Diametro de los Estribos. 0.785 x 0.28 = 1/4"

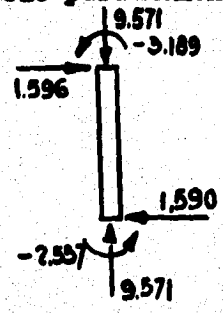
SEPARACION.

$$\left.\begin{array}{l} 16 \times 1.59 = 27 \text{ cm.} \\ 48 \times 0.635 = 30.5 \text{ cm.} \\ b = 35 \text{ cm.} \end{array}\right\} \text{Escogemos } S = 30 \text{ cm.}$$



COLUMNA 14

Diseñaremos la columna 14 por ser la más desfavorable para Momento Flexionante.



El extremo superior es el mas desfavorable y es el que consideraremos para diseño.

$$e' = \frac{-3.189 \text{ Ton.m.}}{9.571} = 33.4 \text{ cm.}$$

$t = 35$ $\quad e' = 30.80$ cm.

$r = 4$ cm. $\quad F'_e = 175$ kg/cm^2 fierro estructural

$N = 9.70$ ton. $\quad n = 12$

$$N = \sqrt{9.571^2 + 1.590^2} = \underline{9.70 \text{ ton.}}$$

$$M = N_z'' = 9700\ (30.80 + 13.5) = 430000 \text{ kg-cm.}$$

$$Z'' = e' + \frac{gt}{2} \qquad gt = 35 - 8 = 27$$

f_c supuesta $= 64$ kg/cm^2

k_d supuesta $= 13$ cm

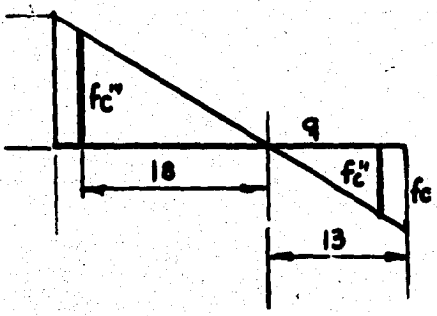
$$C = 1/2\ f_c\ k_d\ b = 1/2\ 64 \times 13 \times 35 = \underline{14550 \text{ kg.}}$$

MOMENTO DEL CONCRETO

$$M_1 = C\left(d - \frac{kd}{3}\right) = 14550 \times 26.67 = \underline{388000 \text{ kg-cm.}}$$

$$M_2 = M - M_1 = 430000 - 388000 = \underline{42000 \text{ kg-cm.}}$$

$$C' = \frac{M_2}{d - d_1} = \frac{42000}{27} = \underline{1560 \text{ kg}}$$



$$f_c'' = \frac{9}{13} \times 64 = \underline{44.3 \text{ kg/cm}^2}$$

$$f_c''' = \frac{18}{13} \times 64 = \underline{88.6 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_{s_1} = \frac{1560}{12 \times 44.13} = \underline{5.76 \text{ cm}^2}$$

$$A_{s_2} = \frac{6400}{12 \times 88.6} = \underline{6.00 \text{ cm}^2}$$

$$A_{s_t} = \underline{11.76 \text{ cm}^2}$$

$$p = \frac{11.76}{1225} = .0096 < .01$$

pero las especificaciones dicen que el refuerzo mínimo de fierro no debe de ser menor de 1%.

$A_s = 12.25$ cm^2; $\underline{8\ \phi\ 5/8}$

Vamos a ver si se cumple f_c supuesta = $\underline{64\ kg/cm^2}$

$$f_{c_p} = f_a \frac{t + D_{e'}}{t + C_{D_{e'}}}$$

$$f_a = \frac{0.18\ f'_c + 0.80\ f_{s_p}}{1 + (n-1)\ p} = 37.6\ kg/cm^2$$

$$C = \frac{f_a}{0.45\ f'_c} = \frac{37.6}{0.45 \times 175} = 0.477$$

$$C = \frac{f_a}{0.45\ f'_c} = 0.477$$

$$D = \frac{1 + (n-1)p}{0.167 + (n-1)0.50pg^2} = \frac{1.172}{0.167 + .172 \times 0.50 \times .596}$$

$$D = 5.38$$

$$g = .772\ ;\ g^2 = .596\ ;\ D_{e'} = 5.38 \times 30.80 = 165.5$$

$$C_{D_{e'}} = 0.477 \times 165.5 = 79 \qquad D_{e'} + t = 200.35$$

$$C_{D_{e'}} + t = 79 + 35 = 114 \quad f_c = 37.6\ \frac{200.35}{114} = \underline{66\ kg/cm^2}$$

Como supusimos $f_c = 64\ kg/cm^2$ y hemos obtenido una f_c permisible igual a $66\ kg/cm^2$ la columna se encuentra -- bien calculada.

$$k^3 + 3\ (1/2 - e'/t)\ k^2 + 6np\ e'/t\ k - 3np\ (e'/t + g^2/2) = 0$$

$$k^3 + 1.14\ k^2 + .798\ k - 535 = 0$$

Suponemos $k = 0.39$

+ 1.14	+ 0.798	− 0.535
+ .39	+ 0.596	+ 0.534
+ 1.53	+ 1.394	.001

$$Q = \frac{2\ k}{k^2 + np\ (2k - 1)} = \frac{.680}{.152 + .151\ (-.220)} = 6.65$$

$$f_c = \frac{NQ}{bt} = \frac{9700 \times 6.65}{1225} = 53 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{c_p} = f_a \frac{t + D_e'}{t + C_{D_e'}}$$

$$f_a = \frac{0.18 f_c' + 0.80 f_{s\,p}}{1 + (n-1)p} = \frac{31.40 + 9.35}{1.11} = 36 \text{ kg/cm}^2$$

$$C = \frac{36}{0.45 f_c} = .463$$

$$D = \frac{1.13}{0.167 + .113 \times 0.50 \times .596} = \frac{1.13}{.167 + .0328} = 5.50$$

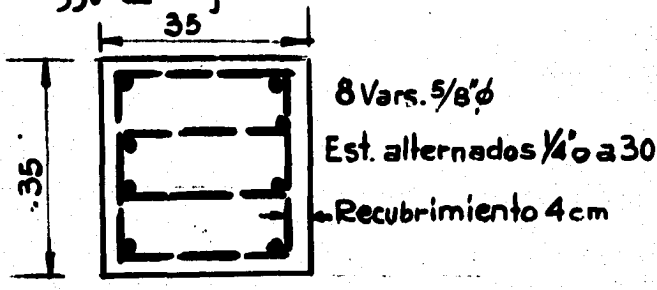
$$f_c = 36 \frac{204}{114} = 52.5 \text{ kg/cm}^2$$

La fatiga permisible resultó en este caso igual a la del trabajo, porque no se desajustó mucho el A_s al tomar número y diametro de las varillas.

SEPARACION DE ESTRIBOS

16 x 1.59 = 27 cm.
48 x 0.635 = 30.5 cm.
b = 35. cm

} Escogemos S = 30 cm.



CALCULO DE LOSAS (Planta Alta)

Calcularemos las losas, tipo 1; tipo 2 y tipo 5. Todas las demas quedan representadas por éstas.

TIPO I

$w_t = 650 \text{ kg/m}^2$ L = 4.80 m. h = 10 cm.

$f'_c = 140\ kg/cm^2$ $l = 4.80$ m. $d = 8.5$ cm.

Se trata de una losa perimetral, que consideramos semi empotrada en sus apoyes.

$$w_1 = \frac{4.80^4}{(4.80^4 + 4.80^4)}\ 650 = 325\ kg/cm^2$$

$$M = \frac{325 \times (4.80^2)}{10} = 746\ kg\text{-}m. = 74600\ kg\text{-}cm.$$

Revisamos nuestro peralte:

$$d = \sqrt{\frac{74600}{100 \times 11.55}} = 8.05\ cm.$$

Por lo tanto estamos sobrados; dejamos 8.50 cm.

Revisamos por esfuerzo cortante:

$$v = \frac{V}{bjd} = \frac{1560}{100 \times 0.858 \times 8.5} = 2.12\ kg/cm^2$$

$$v_c = .03 \times 140 = 4.20\ kg/cm^2$$

$$A_s = \frac{74600}{1265 \times .858 \times 8.5} = 10.25\ cm^2$$

Faja Central ø 3/8" a 6.85 cm. c.a.c.

Fajas Laterales a 13.70 cm. c.a.c. ø 3/8"

Como la losa es cuadrada, el armado en el otro claro es igual.

TIPO 2

$w_t = 650\ kg/m^2$ $L = 4.80$ m. $h = 10$ cm. $l = 3.60$ m.

Losa perimetral semiempotrada en sus apoyes.

$$w_1 = \frac{4.80^4}{(4.80^4 + 3.60^4)}\ 650 = 493\ kg/m^2$$

$$w_L = \frac{167}{667}\ 650 = 157\ kg/m^2$$

$$M_e = \frac{493 \times 13}{10} = 642\ kg\text{-}m = 6420^0\ kg\text{-}cm$$

Revisemos Peralte

$$d = \sqrt{\frac{6420^0}{100 \times 11.55}} = 7.5\ cm.$$

$d = 8.5$ m 2.5 rec. = 10^0 cm. h = 10^0 cm.

$$v = \frac{V}{bjd} = \frac{1560}{1265 \times .858 \times 8.5} = 2.12\ kg/cm^2$$

$$v_c = .03\ f'_c = 4.2^0\ kg/cm^2$$

$$A_s = \frac{6420^0}{1265 \times .858 \times 8.5} = 6.95\ cm^2$$

Separación faja central claro corto ø 3/8" a 10.4^0 cm. c.a.c.
Separación faja lateral claro corto ø 3/8" a 20.80^0 cm.c.a.c.

CLARO LARGO

$$M = \frac{157 \times 4.80^2}{10} = 3620^0\ kg\text{-}cm.$$

$$d = \sqrt{\frac{3620^0}{100 \times 11.55}} = 5.6\ cm.$$

Como se trata de una misma losa: d = 8.5 h = 10^0 cm. quedando sobrada.

$$A_s = \frac{3620^0}{1265 \times .858 \times 8.5} = 3.94\ cm^2$$

Separación faja central ø 3/8 a 18 cm.c.a.c.
Por especificación faja lateral ø 3/8 a 3^0 cm.c.a.c.

REVISION POR ADHERENCIA

$$u = \frac{vb}{Z_o} = \frac{2.12 \times 100}{3^0} = 7.6^0\ kg/cm^2$$

$u_p = 0.075 \times 140 = 10.40 \text{ kg/cm}^2$

TIPO 5

$w = 650 \text{ kg/m}^2$ $L = 6.60$ m. $l = 1.50$ m.

$h = 10$ cm. $d = 8.5$ cm. como $\frac{L}{l} > 2$ libremente apoyada.

$$M = \frac{650 \times 1.50^2}{8} = 18300 \text{ kg-cm.}$$

$$d = \sqrt{\frac{18300}{100 \times 11.55}} = 3.96 \text{ cm.}$$

Como escogimos d= 8.5 cm. está muy sobrada.

Revisamos fuerza cortante

$$v = \frac{488}{100 \times 858 \times 8.5} = 0.67 \text{ kg/cm.}$$

$$v_c = 4.20 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = \frac{18300}{1265 \times 8.5 \times .858} = 2.00 \text{ cm}^2$$

ϕ 3/8" c.a.c. 30 cm. por especificaciones en ambas fajas.

Revisamos Adherencia

$$u = \frac{vb}{Z_o} = \frac{.67 \times 100}{12} = 5.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$u_p = .05 \times 140 = 7 \text{ kg/cm}^2$$

Separación por temperatura

$$S_t = \frac{1}{.0025 \times 8.5} \cdot .71 = 33.5 \text{ cm c.a.c.}$$

LOSAS PLANTA AZOTEA

TIPO I

$l = 2.40m$ Como L/l 2 libremente apoyada

$w_t = 450\ kg/m^2$

$$M = \frac{450 \times 2.40^2}{8} = 32400\ kg\text{-}cm.$$

$$d = \sqrt{\frac{32400}{100 \times 11.55}} = 5.3\ cm$$

$d = 5.5\ cm + r = 2.5 = 8cm.$

Esfuerzo cortante.

$$v = \frac{V}{bjd} = \frac{540}{100 \times .858 \times 5.5} = 1.14\ kg/cm^2$$

$$v_c = 0.03 \times 140 = 4.20\ kg/cm^2$$

$$A_s = \frac{32400}{1265 \times .858 \times 5.5} = 5.40\ cm^2$$

ϕ 3/8" a 13cm c.a.c.

Separación por temperatura.

$$S_t = \frac{0.71}{.0025 \times 5.5} = 52\ cm.;$$ según especificaciones la S_t tiene como máxima el valor de 5h o 40 cm. por lo tanto usaremos:

$S_t = 40cm.$ c.a. ϕ 3/8"

TIPO 2

$l_1 = 2.40\ m.$ $L = 3.00\ m.$ $w_t = 450\ kg/m^2$

$$w_1 = \frac{3.00^4}{2.40^4\ \ 3.00^4}\ 450 = 320\ kg/m^2$$

$$w_L = \frac{33}{114} = 130 \text{ kg/m}^2$$

$$M_1 = \frac{320 \times 2.40^2}{8} = 23000 \text{ Kg-cm.}$$

$$d = \sqrt{\frac{23000}{100 \times 11.55}} = 4.47 \text{ cm.}$$

Para cálculos h = 10 cm. d = 7.5 cm.

$$A_s = \frac{23000}{1265 \times .858 \times 7.5} = 2.80 \text{ cm}^2$$

Faja central ø 3/8" a 25 cm. c.a.c.
Faja lateral ø 3/8" a 30 cm. c.a.c.

Clare Large.

$$M = \frac{130 \times 9}{8} = 14600 \text{ kg-cm.}$$

$$A_s = \frac{14600}{8130} = 1.80 \text{ cm}^2$$

Faja central ø 3/8" a 30 cm. c.a.c.
Faja lateral ø 3/8" a 30 cm. c.a.c.

Adherencia.

$$u = \frac{vb}{Z_o} = \frac{.84 \times 100}{2} = 6.9 \text{ kg/cm}^2 < .05 \ f'_c$$

CIMENTACION

Después de hacer varios sondeos se comprobó que el terreno en el lugar de la obra es bastante compacto y resistente, dándose el caso de tener varios aforos de roca.

La fatiga determinada para este suelo fué de 1.6 Kg/cm^2 a una profundidad de 1.00m.

El procedimiento seguido para medir esta fatiga fué del modo siguiente:

a) Se construyeron varios pies derechos de 4" x 4" y 2.50 m. de altura, dotados de cabezales de sección cuadrada de 1.00m x 1.00m.

b) En zonas del terreno, por donde, según la distribución del proyecto tiene en que cimentarse las columnas se hicieron orificios de 1.5m x 1.5m hasta una profundidad de 2.00m aproximadamente y a una separación de 2.50m uno de otro formando un triángulo.

Los pies derechos se ligaron entre sí mediante girones para buscar su verticalidad.

c) Los pies derechos así colocados se tararon, con sacos cuyo peso exacto conocíamos.

AL cabo de cinco días de aumentar paulativamente la carga hasta llegar a una fatiga de 1.6 kg/cm^2, que corresponde a la determinada con los pesos soportados por los pies derechos, se originó un hundimiento aproximado de 1 cm., que se consideró como falla del terreno.

Debido a lo rudimentario del proceso la fatiga de 1.6 kg/cm^2 se afectó, de un coeficiente $c = 0.5$, tomándo como fatiga media de trabajo la siguiente:

$$f_t = 1.6\ kg/cm^2 \times 0.5 = 0.80\ kg/cm^2$$

Por las características del terreno la cimentación

que se proyectará para la estructura en estudio consistirá en zapatas aisladas.

En sí las causas que me determinaron este tipo de cimentación son las siguientes:

a) Se observó que en construcciones vecinas, cuya cimentación está calculada con una fatiga de trabajo igual a 1.6 kg/cm^2 no se ha observado ninguna falla, al considerar para mis cálculos de las zapatas f_t = 0.80 kg/cm^2 , estoy del lado de la seguridad.

b) La resistencia del terreno (0.80 kg/cm^2) permite esta cimentación dándo piezas de dimenciones prácticas.

c) Se tiene una cimentación más económica.

CALCULO DE ZAPATAS

Se proyectará la zapata para la columna más fatigada.

Carga de la columna debida al marco = 30.100 toneladas
Carga trabe que llega a columna = 13 toneladas

Columna cuadrada	t = 35 cm.
Carga que soporta	p = 43 ton.
Fatiga de trabajo	f_c = 140 kg/cm^2
	f_s = 1265 kg/cm^2
Resistencia terreno	r = 0.80 kg/cm^2
	= 2400 kg/m^3

Fierro corrugado con anclaje final.

Suponemos d = 27 cm.

$$r = 0.800 - .0024\,(27+5) = .723 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = \frac{p}{r} = \sqrt{\frac{43000}{.723}} = 245 \text{ cm.}$$

$$e = \frac{b-a}{2} = \frac{245-35}{2} = 105 \text{ cm.}$$

$a + d + e = 35 + 27 + 105 = 167$ cm.

$e - d = 105 - 27 = 78$ cm.

$a + 2d = 35 + 54 = 89$ cm.

$$dv = \frac{(a+d+e)(e-d)r}{(a+2d)(.027)140} = \frac{167 \times 78 \times .723}{89 \times .027 \times 140} = 28 \text{ cm.}$$

Peralte por Momento Flexionante.

$$M = \frac{.723 \times 105^2}{2} = 3990 \text{ kg-cm.}$$

por especificaciones $M = .85 \times 3990 = 3390$ kg-cm.

$$d = \sqrt{\frac{M}{K}} = \sqrt{\frac{3390}{11.55}} = 16.2 \text{ cm.}$$

Rige el peralte por esfuerzo cortante.

$$N_{area} = \frac{be^2r}{2680\, da_s} = \frac{245 \times 105^2 \times .723}{2680 \times 27\, a_s} = \frac{27}{a_s}$$

$$N_{per} = \frac{ber}{.060f'_c \times d}\,\frac{1}{0} = \frac{245 \times 103 \times .723}{.06 \times 140 \times 27} = \frac{82}{0}$$

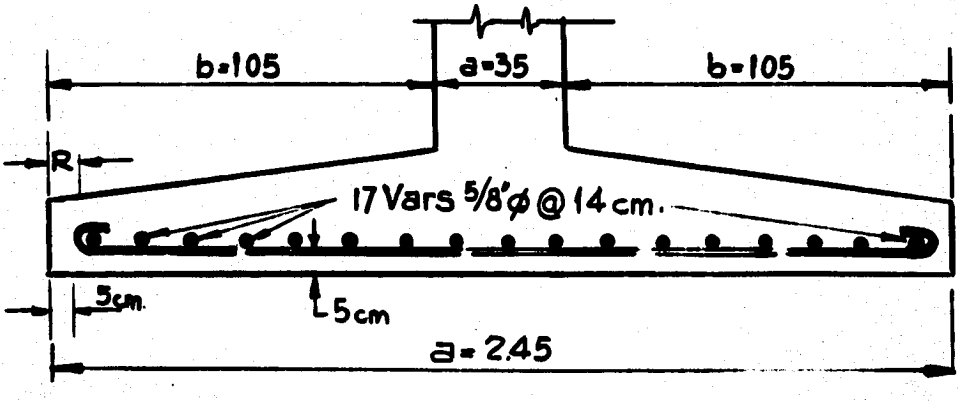
Escogemos varilla ø 5/8"

$$N_{area} = \frac{27}{1.92} = 14 + \ldots\ 15 \text{ varillas}$$

$$N_{per} = \frac{82}{5} = 16 + \ldots\ 17 \text{ varillas}$$

Rige por Perímetro.

$$S = \frac{b-2R}{N-1} = \frac{245 - 22}{16} = \frac{223}{16} = 14 \text{ cm. c.a.c.}$$



NOTA:

En la práctica se calculan contratrabes de cimentación que tienen por objeto buscar continuidad en la estructura y absorber las posibles fallas que pueda tener el terreno en sus porciones de tierra.

Se hubiera pedido calcular la cimentación de la estructura en estudio, como del tipo, zapatas con contratrabes, analizando hundimientos en los apoyos de las columnas y viendo el efecto que dichos hundimientos producían en toda la estructura en estudio, pues se dan casos que dichos hundimientos producen momentos más fuertes que los debidos al sistema de cargas.

La estructura en estudio no se tomaron en cuenta estos hundimientos porque desde un principio se pensó en la cimentación del tipo de zapatas aisladas, o sea que nuestros apoyos eran perfectamente rígidos.

IV.- PRESUPUESTO. (Estudio Económico).

ALBAÑILERIA.	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
1. Excavación de cepas.	M3.	251.00	$ 7.00	1,757.00
2. Nivelación y acarreo de sobrantes.	M3.	2,683.50	8.00	21,468.00
3. Consolidación de cimientos.	M3.	251.00	6.50	1,631.50
4. Zapatas de concreto armado.	M3.	43.48	405.50	17,631.14
5. Contratrabes de concreto.	M3.	52.71	509.80	26,871.56
6. Columnas de concreto armado.	M3.	30.88	587.25	18,134.28
7. Trabes de concreto armado.	M3.	87.07	551.15	47,985.87
8. Losas de concreto armado.	M3.	82.84	508.75	42,142.82
9. Rampa de escalera en concreto.	M3.	1.08	508.75	549.45
10. Rellenos de tierra.	M3.	175.75	5.30	931.15
11. Piso de concreto armado en patios.	M2.	943.54	21.00	19,814.24
12. Marquesinas de concreto	M2.	94.38	50.88	4,801.58
13. Cadena de cerramientos de concreto.	M.L.	762.10	17.50	13,336.75
14. Castillos de concreto 4 ø 3/8".	M.L.	213.00	17.50	3,727.50
15. Muros de tabique 14cm. de espesor.	M2.	891.50	19.50	17,384.25
16. Muros de tabique de 7 cm. espesor.	M2.	47.00	14.00	658.00
17. Firmes de concreto sin fierro.	M2.	301.80	14.50	4,376.10
18. Pretiles en azotea.	M2.	65.84	19.50	1,283.88
19. Terrado en azotea para dar pendientes.	M3.	103.73	57.00	5,912.61
20. Entortado de mezcla en azotea.	M2.	358.41	5.30	1,899.57
21. Enladrillado y escobillado en azoteas.	M2.	358.41	15.50	5,555.35

22. Impermeabilización de azoteas.	M2. 358.41	$ 9.60	3,440.74
23. Piso de mosaico de granito 30 x 30 cm.	M2. 449.00	32.00	14,368.00
24. Piso de mosaico pasta de 20 x 20 cm.	M2. 108.90	22.50	2,450.25
25. Lambrines interiores de fachaleta.	M2. 78.82	72.00	5,675.04
26. Lambrines de azulejo blanco.	M2. 81.12	84.70	6,870.86
27. Lambrín de mosaico de pasta.	M2. 96.10	24.80	2,383.28
28. Zocle de mosaico de granito.	M.L. 83.40	13.20	1,100.88
29. Zocle de mosaico de pasta.	M.L. 192.50	8.00	1,540.00
30. Aplanados de mezcla de cal.	M2. 608.61	5.30	3,225.63
31. Aplanados de pasta.	M2. 608.61	6.50	3,955.97
32. Recubrimiento de vitricota en fachada.	M2. 94.50	75.00	7,087.50
33. Recubrimiento de piedra en fachada.	M2. 35.60	52.00	1,851.20
34. Jardineras.	M.L. 18.00	46.50	837.00
35. Repizones de concreto.	M.L. 105.70	16.70	1,765.19
36. Albañales de tubo concreto 15 cm.	M.L. 91.50	17.00	1,555.50
37. Registros para albañal con tapa.	Pza. 14	78.00	1,092.00
38. Colocación ventanas y puertas de fierro.	M2. 273.09	7.00	1,911.63
39. Amacizar barandales.	M.L. 29.30	5.50	161.15
40. Escalones de granito escalera.	M.L. 42.80	48.00	2,054.40
41. Descanso escalera.	M2. 2.00	60.00	120.00
42. Chaflanes de cemento.	M.L. 143.30	2.30	329.59
43. Ceja de concreto en azotea.	M.L. 124.70	16.70	2,082.49
44. Excavación en barda.	M3. 35.00	7.00	245.00
45. Consolidación de cimientos. barda.	M2. 35.00	6.50	227.50

46. Cimientos de piedra braza.	M3.	15.70	$ 52.00	816.40
47. Cadena repartición y ceja barda.	M.L.	70.00	17.50	1,225.00
48. Castillos de concreto en barda.	M.L.	36.00	17.50	630.00
49. Muro de tabique de 14 cm. en barda.	M2.	105.00	19.50	2,047.50
50. Barda de concreto precolada 2.00m.	M.L.	201.20	77.50	15,593.00
51. Excavación tanque almacenamiento.	M3.	30.00	7.00	210.00
52. Consolidación piso tanque.	M2.	15.00	6.50	97.50
53. Piso concreto fondo tanque.	M2.	15.00	14.50	217.00
54. Muro tabique 28 cm. paredes tanque.	M2.	32.00	29.00	928.00
55. Aplanado cemento fino paredes tanque.	M2.	47.00	9.00	423.00
56. Loza de concreto tapa tanque.	M2.	40.35	50.90	2,053.82
57. Registros de fierro tanque.	Pza.	2	45.00	90.00
58. Mostraderos con placa granito y fachal.	M.L.	17.00	185.00	3,145.00

SUMA DE ALBANILERIA.... $351,659.62

INSTALACIONES ELECTRICAS.

1. Centros de luz oculta.	Sal.	63	$ 85.00	$ 5,355.00
2. Contactos de luz oculta.	Sal.	20	81.00	1,620.00
3. Tableros y alimentación.	Lote	1	2,500.00	2,500.00
4. Tubería magnaveces, teléfono y radio.	Sal.	9	65.00	585.00

SUMA DE INSTALACIONES ELECTRICAS... $10,060.00

YESERIA.

1. Aplanados de yeso en techos.	M2.	583.20	$ 4.50	2,624.40

2. Aplanados de yeso en techos.	M2.	624.30	$ 4.50	$2,809.35
3. Aplanados de yeso en trabes.	M.L.	127.00	22.00	2,794.00
4. Aplanados de yeso en columnas.	M.L.	72.50	18.00	1,305.00
5. Plafond falso en sala de espera.	M2.	156.00	24.00	3,744.00
	SUMA DE YESERIA.....			$13,276.75

CARPINTERIA.

1. Puertas de madera de 0,90 x 2.20 m.	Pza.	23	$ 215.00	$4,945.00
2. Canceles de madera al comedor.	M2.	6.00	150.00	900.00
3. Puertas de sanitarios 0.70 x 1.50 m.	Pza.	7	148.00	1,036.00
4. Canceles madera venta boletos.	M2.	9.00	30.00	270.00
5. Colocación de chapas.	Pza.	23	6.00	138.00
6. Persianas metálicas.	M2.	58.00	35.00	2,030.00
7. Bancas de madera sala de espera.	M.L.	36.00	185.00	6,660.00
	SUMA DE CARPINTERIA.			$15,979.00

HERRERIA.

1. Puertas entrada según dibujo.	M2.	9.90	$ 250.00	$2,475.00
2. Puertas para el andén.	M2.	19.36	135.00	2,603.60
3. Puertas de entrega y recibo de equipaje.	M2.	5.94	135.00	801.90
4. Ventanas de fierro.	M2.	250.20	85.00	21,267.00
5. Barandales de fierro.	M.L.	34.50	110.00	3,795.00
6. Rejas de entrada garage.	M2.	21.15	130.00	2,749.50
	SUMA DE HERRERIA.....			$33,692.00

CERRAJERIA.

1. Chapas de entrada.	Pza.	5	$ 170.00	$ 850.00
2. Chapas de comunicación.	Pza.	22	30.00	660.00
3. Chapas para sanitarios.	Pza.	7	20.00	140.00
4. Bisagras de resorte.	Pza.	1	25.00	25.00
5. Pasaderos.	Jge.	2	15.00	30.00
	SUMA DE CERRAJERIA.....			$1,705.00

VIDRIERIA.

1. Vidrio medio doble.	M2.	289.99	$ 34.00	$9,859.66
2. Vidrio Especial grano de pólvera.	M2.	17.50	48.00	840.00
SUMA DE VIDRIERIA....				$10,699.66

INSTALACION SANITARIA.

1. W.C. taza integral con fluxómetro.	Pza.	7	$410.00	$2,870.00
2. W.C. taza integral con tanque.	Pza.	7	247.50	1,732.50
3. Lavabos porcelana de pared.	Pza.	13	165.00	2,145.00
4. Migitorios de pared.	Pza.	4	145.00	580.00
5. Vertederos.	Pza.	4	75.00	300.00
6. Fregaderos en cocina.	Pza.	1	470.00	470.00
7. Regaderas con llave.	Pza.	7	25.00	175.00
8. Botiquines de empotran	Pza.	7	65.00	455.00
9. Accesorios de porcelana.	Pza.	14	62.00	868.00
10. Instalación sanitaria y plomería inclusive tanques de asbesto, bomba, sistema eléctrico fletadores, etc.	Lote	1	-------	47,713.21
11. Llaves de manguera.	Pza.	8	7.00	56.00
12. Amacizar muebles.	Pza.	50	10.00	500.00
13. Amacizar accesorios.	Pza.	42	5.00	210.00
14. Tanque lavader.	Pza.	1	190.00	190.00
15. Colocación de tinacos.	Pza.	6	75.00	450.00
SUMA DE INSTALACION SANITARIA				$58,714.71

PINTURA.

1. Pintura de aceite en muros.	M2.	360.76	$ 6.50	$2,344.94
2. Pintura temple en techos.	M2.	606.70	2.50	1,516.75
3. Pintura temple en muros.	M2.	361.64	2.50	904.10
4. Pintura barniz puertas madera.	M2.	97.90	10.20	998.58
5. Pintura puertas y ventanas fierro.	M2.	275.09	4.00	1,100.36

SUMA DE PINTURA..... $6,864.73

RESUMEN TOTAL

ALBAÑILERIA.	$ 351,659.72
INSTALACION ELECTRICA. . . .	10,060.00
YESERIA	13,276.75
CARPINTERIA.	15,979.00
HERRERIA.	33,692.00
CERRAJERIA	1,705.00
VIDRIERIA.	10,699.66
INSTALACION SANITARIA. . . .	58,714.71
PINTURA.	6,864.73
SUMA TOTAL. . . .	$ 502,651.47

SUPERFICIE TOTAL CONSTRUIDA 957.58 mt^2.

COSTO POR METRO CUADRADO DE CONSTRUCCION $524.91

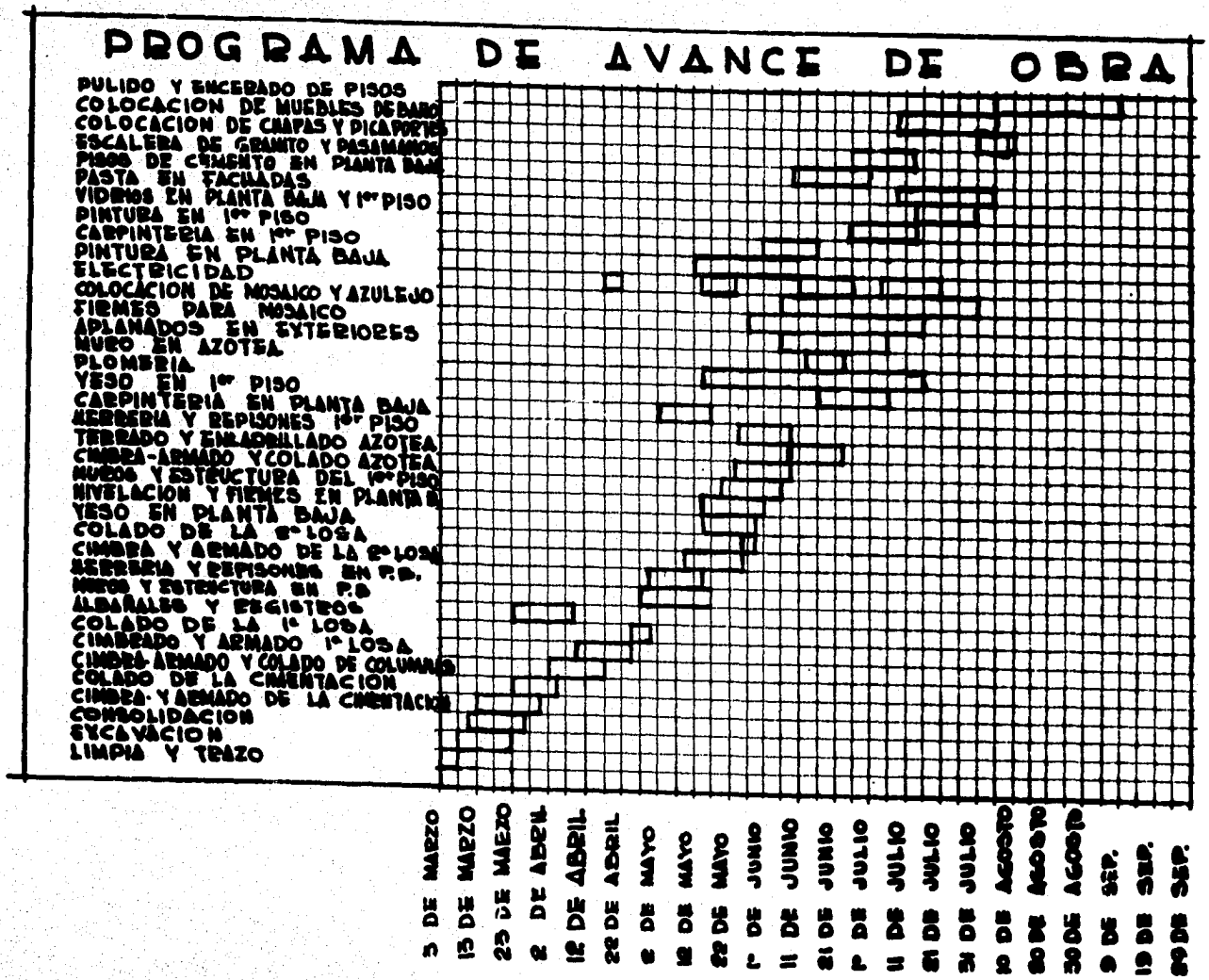
ESTUDIO ECONOMICO.

Dada la índole de la construcción, en este caso no se presenta un estudio económico relativo al punto de vista de la rentabilidad del inmueble.

En efecto, la Empresa de Autobuses "A.D.O." procedió a su construcción, entre otras causas que la de cumplir con lo estipulado en la concesión que le tiene otorgada la Secretaría de Comunicaciones y Obras Públicas en la cual se establece la obligación para las empresas concesionadas de contar con las respectivas terminales de pasajeros, así como oficinas y locales para el manejo del pasaje y de los autobúses.

Es por ello que la inversión hecha en dicha terminal no debe considerarse como una fuente de ingresos que le permita obtener, en más o menos plazo, los productos necesarios por concepto de rentas para amortizar el monto de ella.

En este caso, la empresa considera el costo de dicho inmueble como un Activo Fijo, sujeto a la amortización de conformidad con la técnica contable, que establece que de las utilidades obtenidas en la explotación de la concesión otorgada, se separe una cantidad para formar una Reserva para que, al final de un plazo determinado, previos los estudios correspondientes, quede amortizada dicha inversión.

Los ingresos que se pudieran obtener por arrendamiento de locales para restaurante o venta de diversos artículos, se considera en estos casos, como un ingreso diverso a la explotación del servicio de autobúses, sin que el mismo se aplique para la amortización.

PROGRAMA DE AVANCE DE OBRA