

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE QUERETARO

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



CENTRAL CAMIONERA EN SAN JUAN DEL RIO, QRO.

*Biblioteca Central*

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE QUERETARO

T E S I S

Que Para Obtener el Título de

INGENIERO CIVIL

P r e s e n t a n

LAZARO AGUILAR GACHUZO  
MARIO TORRES CAMPOS  
J. GUADALUPE MUÑOZ SAMANO

Querétaro, Qro.

1978

CONSIDERO QUE AL TERMINAR MIS ESTUDIOS PROFESIONALES ES JUSTO  
OFRECER UN TESTIMONIO DE AGRADECIMIENTO A:

MIS PADRES:

SR. J. JESUS AGUILAR SILIS (Q.E.P.D.)  
SRA. MA. DE LA LUZ GACHUZO DE AGUILAR

MIS HERMANDOS:

CARMELA, ROSA, ANTONIO, JORGE, GABINA, TERESA Y RODOLFO

MI ESPOSA;

MAESTRA. MA. MAGDALENA MARTINEZ DE AGUILAR

MIS MAESTROS DE LA ESCUELA DE INGENIERIA

LA UNIVERSIDAD AUTONOMA DE QUERETARO

LA ESCUELA DE INGENIERIA

A MI DIRECTOR DE TESIS:

ING. JAIME GONZALEZ DE COSIO FRIAS

A LOS AMIGOS, COMPAÑEROS, FAMILIARES Y A TODAS  
AQUELLAS PERSONAS QUE DE ALGUNA MANERA ME ORIENTARON, LES AGRA-  
DESCO SINCERAMENTE SU AYUDA, ESTIMULO Y AMISTAD.

LAZARO AGUILAR GACHUZO

EN AGRÁDECIMIENTO POR HABER TERMINADO MIS ESTUDIOS  
PROFESIONALES, QUIERO HACER PATENTE MIS MAS SINCE\_  
RAS PALABRAS DE DEDICACION:

A MIS PADRES:

ISAIAS TORRES  
BEATRIZ CAMPOS

A MIS HERMANOS:

A MI ESPOSA:

ROSA MARIA

A MIS TIOS:

A MIS MAESTROS DE LA ESCUELA DE INGENIERIA

A LA UNIVERSIDAD AUTONOMA DE QUERETARO

A LA ESCUELA DE INGENIERIA

A MI DIRECTOR DE TESIS:

ING. JAIME GONZALEZ DE COSIO FRIAS.

Y EN GENERAL A MIS AMIGOS, COMPANEROS Y TODAS AQUELLAS PERSONAS

QUE ME BRINDARON SU AYUDA PARA REALIZAR MIS ESTUDIOS.-

MARIO TORRES CAMPOS

A MIS PADRES:

SR. MOISES MUÑOZ M. Y

SRA. MARIA DEL CARMEN SAMANO DE MUÑOZ

A MIS HERMANOS

A MI ESPOSA:

LIC. NAHARA SALINAS DE MUÑOZ

A MI HIJA:

NAHARA GLORIA

A MIS MAESTROS DE LA ESCUELA DE INGENIERIA

EN PARTICULAR A MI DIRECTOR DE TESIS:

ING. JAIME GONZALEZ DE COSIO FRIAS

Y EN GENERAL A TODAS LAS PERSONAS QUE DE ALGUNA FORMA  
HICIERON POSIBLE LA CULMINACION DE MIS ESTUDIOS

J. GUADALUPE MUÑOZ SAMANO

UNIVERSIDAD AUTONOMA  
DE QUERETARO



EDUCO EN LA VERDAD Y EN EL HONOR

JUNIO 29 DE 1976.-

OFICIO NUM: 205

ASUNTO: SE APRUEBA  
TEMA DE TESIS.-

SRES. PASANTES LAZARO AGUILAR GACHUZO,  
J. GUADALUPE MUÑOZ SAMANO Y  
MARIO TORRES CAMPOS.-  
P R E S E N T E .-

En respuesta a su atenta Solicitud, relativa al Tema de Tesis Profesional, me permito comunicarles a Uds., el que para tal efecto fué propuesto por el SR. ING. JAIME GONZALEZ DE - COSIO FRIAS.- El Título de Tesis será:

" CENTRAL CAMIONERA EN SAN JUAN DEL RIO, QRO. "

1. INTRODUCCION.-
2. ANTECEDENTES Y NECESIDADES.-
  - a). DATOS HISTORICOS.-
  - b). SITUACION GEOGRAFICA.-
  - c). VIAS DE COMUNICACION.-
  - d). DATOS SOCIO-ECONOMICOS.-
  - e). FUNCIONAMIENTO Y CONDICIONES ACTUALES DE LA CENTRAL.-
  - f). NECESIDADES DE LA OBRA.-
3. DATOS DEL PROYECTO.-
  - a). ESTADISTICAS Y CALCULO DE POBLACION FUTURA.-
  - b). CAPACIDAD DE LA CENTRAL CAMIONERA.-
  - c). PROGRAMA DE SERVICIOS.-
  - d). SUPERFICIE REQUERIDA.-
  - e). LOCALIZACION Y ORIENTACION.-

\*\*



4. PROYECTO.-
  - a). LOCALIZACION.-
  - b). FUNCIONAMIENTO Y PROGRAMA DE SERVICIOS.-
  - c). CONJUNTO DE LA CENTRAL CAMIONERA.-
  - d). PLANTA GENERAL.-
  - e). CORTE, FACHADAS Y DETALLES.-
  - f). INSTALACION SANITARIA Y ELECTRICA.-
  
5. ESTRUCTURA.-
  - a). CONCEPTOS FUNDAMENTALES.-
  - b). ALTERNATIVAS DEL PROYECTO.-
    - I. LOSAS NERVURADAS.-
    - II. ESTRUCTURA DE ACERO.-
    - III. LOSAS MACIZAS.
  - c). CALCULO Y DISEÑO DE LAS ALTERNATIVAS.-
  
- 6° CIMENTACION.-
  
7. MATERIALES.-
  - a). CARACTERISTICAS DEL CONCRETO.-
  - b). MEZCLADO Y COLOCACION DEL CONCRETO.-
  - c). ACERO DE REFUERZO.-
  - d). CIMBRA.-
  - e). CARACTERISTICAS DEL ACERO ESTRUCTURAL.-
  
8. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.-
  - a). TERRACERIAS.-
  - b). PAVIMENTACION.-
  - c). ALCANTARILLADO.-
  - d). CIMENTACION.-
  - e). ESTRUCTURA.-
  - f). MUROS.-
  - g). USO DE MATERIALES CONTRA INCENDIOS.-
  - h). ACABADOS.-

\*\*\*

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA  
DE QUERÉTARO

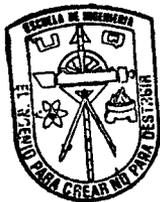


## EDUCO EN LA VERDAD Y EN EL HONOR

hoja núm. 3

9. NORMAS Y ESPECIFICACIONES .-
10. CUANTIFICACION DE OBRA DE C/U DE LAS ALTERNATIVAS.-
11. PRESUPUESTO DE CADA UNA DE LAS MISMAS.-
12. CONCLUSIONES.-
13. BIBLIOGRAFIA.-

También hago de sus conocimientos las disposiciones de nuestra Escuela, en el sentido de que antes de su Examen Profesional, deberán cumplir el requisito del Servicio Social y de que el presente Oficio se imprima en todos los Ejemplares de sus Tesis.-



ATENTAMENTE  
"EDUCO EN LA VERDAD Y EN EL HONOR".

ING. JUAN JOSE VAZQUEZ PEÑA.  
DIRECTOR

C.c.p.- Archivo Escuela de Ingeniería.- Centro Universitario.-  
C.c.p.- Sr. Ing. Jaime González de Cosío Frías.- Presente.-  
C.c.p.- Mesa de Profesiones de la U.A.Q.-Centro Universitario.-

## I.- INTRODUCCION .

Haciendo un estudio de las actuales necesidades de la ciudad, y de las cuales son un indicio de su palpable desarrollo en cada uno de sus niveles tanto demográfico, industrial, comercial, turístico y agropecuario; se plantea la necesidad de incrementar obras de construcción que vengán a satisfacer dichas necesidades.

Consientes del problema hemos llevado a cabo un estudio para tratar de remediar una de tantas necesidades, y encontramos que en cada uno de los niveles de desarrollo anteriormente mencionados, requieren de un mejor y más eficiente servicio de transporte. En función a esto encontramos que lo más importante es la construcción de una central camionera que cuente con todos los servicios, la cual dependerá de las diferentes líneas de autobuses que se encargan de llevar a cabo tal proyecto. Actualmente, existe una central provisional carente del buen funcionamiento y deficiente en cuanto a servicios y comodidades que debe ofrecerse al usuario.

Por lo que respecta a la obra, atañe no solo a ingenieros civiles sino también a arquitectos y a ingenieros electricistas; que desarrollen una labor conjunta en la elaboración del proyecto, cálculo e instalación eléctrica.

Para los fines de este trabajo de tesis únicamente nos dedicaremos al proyecto y cálculo de la obra civil.

## II.- ANTECEDENTES Y NECESIDADES.

### a).- DATOS HISTORICOS. FUNDACION DE SAN JUAN DEL RIO, QRO.

Después de haber llegado los conquistadores a la Ciudad de México conmandados por Hernán Cortés, en el año 1531 empezaron a extenderse a diferentes regiones; provocando la huida de los indios y buscando nuevos lugares para establecerse.

Un indio de estos, de origen otomí, llamado Mexici, junto con su gente decidieron establecerse en un lugar, de tierra caliza, tepetatosa y dura, a la orilla de un río, al sur de donde se encuentra actualmente la ciudad y por tal característica a dicho sitio se le llamaba YZTACCHICHI MECAPAM, que en lengua indígena significa chichimecos blancos.

Al llegar a este lugar los conquistadores iban acompañados de varios indígenas como intérpretes y pacificadores. Al mando venía el capitán general Nicolás de San Luis Montañez con aproximadamente 25,000 soldados. Acompañaron a la orilla del río y esperaron el día de San Juan Bautista para entrar al pueblo. Tomaron la población el 24 de Junio de 1531, sin ningún derrame de sangre. Ese día se celebró una misa, el fiscal mayor (era un indio más evangelizado), acompañando al capitán, se dirigió a los nativos diciéndoles que ese día era de San Juan Bautista y que en el lugar donde se encontraban había unos "ojos de agua", refiriéndose al río y que por lo tanto ahí debía de fundarse el pueblo, llamándose San Juan del Río. Después empezaron el trazado de las calles en cuadros, su totalidad, con una capilla.

Después de la traza de la ciudad, el capitán recorrió las calles y junto con la gente gritó "San Juan del Río en nombre de Dios Nuestro Señor, del cielo y de la tierra, quedas fundado".

En el año de 1557, San Juan del Río fue nombrado pueblo, ya que figuraba como uno de los más importantes de la alcaldía de Querétaro.

En tiempos de la colonia fue importante cabecera doctrinal y también -- un gran centro comercial por su producción agrícola y ganadera. Fue también centro de operaciones militares y evangelizantes.

Después de la independencia de México, el 5 de octubre de 1830, fue nombrada villa y posteriormente el 3 de diciembre de 1845 se le concedió el título de ciudad.

#### b).- SITUACION GEOGRAFICA.

El municipio de San Juan del Río está localizado en la parte sur del estado de Querétaro, el cual se encuentra en la zona central de la República Mexicana denominada Bajío.

Limita el Municipio de San Juan del Río con:

Al Norte con el municipio de Tequisquiapan.

Al Oeste con el municipio de Pedro Escobedo.

Al Sur con el Municipio de Amealco.

Al Sureste con el Estado de México.

Al Este con el Estado de Hidalgo.

Consta de la cabecera municipal y 68 poblados entre villas, ranchos y barrios.

La Ciudad tiene las siguientes coordenadas geográficas:

Latitud norte 20° 23' 30''

Longitud oeste 99° 59' 49''

Tiene una altura sobre el nivel del mar de 1978 metros, (Estos datos son de la sociedad de Geografía de la U.N.A.M.).

El Municipio de San Juan del Río, tiene una extensión superficial de -- 799.90 Km<sup>2</sup>, por lo que ocupa el sexto lugar entre los municipios del estado. Se localiza al sureste de la capital del estado de Querétaro y ocupa el segundo lugar en importancia y población del estado.

c).- VIAS DE COMUNICACION.

La ciudad por encontrarse ubicada en el centro de la república, pasan - por éstas importantes vías de comunicación y que figuran como unas de las principales del país, además la ciudad se encuentra a sólo dos horas de la capital de la república y treinta minutos de la capital del estado.

Las principales vías de comunicación son las siguientes:

Carreteras:

En el poblado de Palmillas entroncan las carreteras de México-Ciudad -- Juárez con las carreteras a Toluca y Pachuca.

Morelia-Amealco-San Juan del Río.

México-Nogales.

México-Pachuca-San Juan del Río.

México-Nuevo Laredo.

México-Toluca-San Juan del Río.

México-Tempico.

San Juan del Río,-Tequisquiapan-Ezequiel Montes-Cadereyta.

Ferrocarriles:

México-Guadalajara-Manzanillo.

México-Ciudad Juárez.

México-Nuevo Laredo.

San Juan del Río-Tequisquiapan.

Actualmente se está construyendo una nueva línea de ferrocarriles llamada vía elástica que pasa sobre la presa derivadora San José y por el Rancho Casa Blanca. Esta vía viene a dar aún más importancia a la ciudad, dado que va a facilitar más el transporte y hacerlo más rápido y económico.

En la actualidad existe un pequeño aeródromo particular para avionetas, se encuentra situado a unos 15 kilómetros al norte de la ciudad, en el Rancho -- San Antonio.

Además cuenta con el servicio de telégrafos, correo, teléfonos y servicios de transporte semi-urbano.

Estas vías son de vital importancia para que cualquier ciudad pueda impulsar su desarrollo en diferentes aspectos como son: el desarrollo agropecuario, industrial, comercial, ganadero, minero y turístico.

d).- DATOS SOCIO-ECONOMICOS:

A).- Subdivisión de San Juan del Río.

El municipio de San Juan del Río, Gro., está dividido en tres delegaciones y 64 sub-delegaciones, mencionadas a continuación:

- 1.- Delegación Galindo.
- 2.- Delegación Paso de Mata.
- 3.- Delegación Cazadero.
- 4.- Sub-Delegación Santa Lucía.
- 5.- Sub-delegación de Cerro Gordo.
- 6.- Sub-delegación de Santa Cruz Nisto.
- 7.- Sub-delegación del Barrio de la Concepción.
- 8.- Sub-delegación Santa Cruz Escandón.
- 9.- Sub-delegación del Coto.
- 10.-Sub-delegación Santa Bárbara la Cueva.
- 11.-Sub-delegación del Barriode la Cruz.
- 12.-Sub-delegación San Sebastián de las Barrancas.
- 13.-Sub-delegación del Chaparro.
- 14.-Sub-delegación San Miguel Galindo.
- 15.-Sub-delegación Cuarto Centenario.
- 16.-Sub-delegación Santa Matilde.
- 17.-Sub-delegación Rancho Nuevo.
- 18.-Sub-delegación Santa Rita.
- 19.-Sub-delegación San Antonio.
- 20.-Sub-delegación Visthá.
- 21.-Sub-delegación Santa Rosa Xajay.
- 22.-Sub-delegación de Vaquerías.
- 23.-Sub-delegación deSan Pedro Ahuacatlán.

- 24.- Sub-delegación de Casa Blanca.
- 25.- Sub-delegación Arcila.
- 26.- Sub-delegación del Carrizo.
- 27.- Sub-delegación de Banthi.
- 28.- Sub-delegación de Buena Vista.
- 29.- Sub-delegación San Isidro.
- 30.- Sub-delegación Barranca de Cocheros.
- 31.- Sub-delegación de Chintepac.
- 32.- Sub-delegación de Dolores Cuadrilla de Enmedio.
- 33.- Sub-delegación San Germán.
- 34.- Sub-delegación Dolores Godoy.
- 35.- Sub-delegación San Francisco.
- 36.- Sub-delegación del Barrio del Espeitu Santo.
- 37.- Sub-delegación Sabino Chico.
- 38.- Sub-delegación Estancia de los Bordos.
- 39.- Sub-delegación del Rosario.
- 40.- Sub-delegación de Estancia de Santa Lucia.
- 41.- Sub-delegación del Rodeo.
- 42.- Sub-delegación de la Estancia.
- 43.- Sub-delegación Rancho de Enmedio.
- 44.- Sub-delegación de la Estancita.
- 45.- Sub-delegación Puerta de Palmillas.
- 46.- Sub-delegación de Guadalupe Helgueros.
- 47.- Sub-delegación Puerta de Alegrias.
- 48.- Sub-delegación de Potrero Nuevo.
- 49.- Sub-delegación de Potrerillos.
- 50.- Sub-delegación de la Lavorcilla.
- 51.- Sub-delegación de Palomas.
- 52.- Sub-delegación de Launa de Lourdes.
- 53.- Sub-delegación de Palmillas.
- 54.- Sub-delegación de Laguna de Vaquerías.
- 55.- Sub-delegación de Palma de Romero.
- 56.- Sub-delegación de la Llave.

- 58.- Sub-delegación el Organal.
- 59.- Sub-delegación de la Manga.
- 60.- Sub-delegación de Río de Agua.
- 61.- Sub-delegación de la mesa.
- 62.- Sub-delegación de la Valla.
- 63.- Sub-delegación de la Noria.
- 64.- Sub-delegación del Mirador.
- 65.- Sub-delegación del Sitio.
- 66.- Sub-delegación de Soledad del Río.
- 67.- Sub-delegación de Tunamanza.

Cada una de las diferentes delegaciones, tienen a su cargo el control de la misma, así como recibir todos los problemas de sus habitantes para que estos sean solucionados en el Municipio en favor de toda la comunidad.

La población tiene un constante incremento demográfico, demostrado en los últimos censos nacionales, se puede observar que se avcina un considerable aumento de población en los próximos 15 años, debido también a la implantación de nuevas industrias.

A continuación exponemos los últimos censos efectuados desde 1930:

AÑO CENSO.	POBL. MPAL.	POBL. CIUDAD.
1930	41 717	7 020
1940	35 783	6 694
1950	31 233	7 506
1960	32 450	11 177
1970	54 130	15 654

Como el municipio tiene una extensión superficial de 799,90Km<sup>2</sup>, se tiene por lo tanto un densidad relativa de población de 61 habitantes por Km<sup>2</sup> en 1970.

#### B).- Economía.

La actividad económica principal del municipio de San Juan del Río, es la agricultura; ya que aproximadamente un 75% de la población económicamente activa se dedica a dicha actividad. Le siguen en orden de importancia la actividad comercial, la industria de la transformación, construcción y servicios.

CAVAS DE SAN JUAN, S.A.

Vino.

MARMOLES SAN JAVIER.

Mármoles.

El número de personas que prestan sus servicios en estas industrias, son aproximadamente 4000.

C).- Tipos de trabajo.

En la tabla siguiente se obtienen los datos aproximados de las actividades en el Municipio, así como también de la cantidad aproximada de personas económicamente activas y su porcentaje según datos proporcionados por la S.I.C.

ACTIVIDAD.	AÑO 1950 No. Pers.	%	AÑO 1960 No. Pers.	%	AÑO 1970 No. Pers.	%
Agropecuaria.	7418	75.50	8757	73.60	10750	69.00
IND. EXTRACTIVAS.	12	0.12	23	0.19	38	0.20
IND. TRANSFORM.	618	6.30	761	6.40	1110	7.00
ELECTRICIDAD.	13	0.13	7	0.00	8	0.00
TRANSPORTE.	146	1.48	218	1.84	305	1.90
COMERCIO.	536	5.45	855	7.20	1460	9.30
IND. CONSTRUCCION.	125	1.27	332	2.80	710	4.50
SERVICIOS.	614	6.25	939	7.90	1275	8.10
ACT. NO ESPECIFICADOS	360	3.65	20	0.17	8	0.00
<b>T O T A L E S :</b>	<b>9842</b>		<b>11912</b>		<b>15654</b>	<b>100.00</b>

e).- Funcionamiento y condiciones actuales de la Central Camionera.

Empezaremos haciendo una breve historia de como empezó a generarse el movimiento de los Autobuses por la Ciudad.

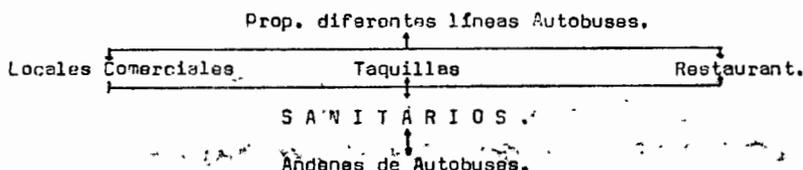
Antes de fundado San Juan del Río, ya constituía un paso para los comerciantes, posteriormente el movimiento del comercio y agricultura se fue acrecentando hasta llegar a ser un punto importante dentro de la República Mexicana, ya que por la Ciudad cruza la carretera panamericana que une la capital de la República con todo el Bajío y la Parte Norte del País. Con el paso de los Autobuses por la Ciudad la gente empezó a transportarse para satisfacer sus necesidades. - Al principio eran pocos los autobuses que hacían paradas a lo largo del trayecto de la carretera por la ciudad. Pero de la década de los sesentas a la actualidad

ido en constante aumento; por lo que los autobuses tenían una parada de 10 minutos en el centro de la Ciudad (Av. Juárez). Con el crecimiento de la Ciudad, el movimiento de vehículos también aumentó trayendo consigo problemas, ya que al encontrarse ubicada la parada de autobuses sobre la Avenida Juárez, una de las Calles mayormente transitadas, creaba embotellamientos y dañaba el pavimento.

Con la construcción de la autopista México-Querétaro, que hizo más rápido el movimiento de los vehículos, se incrementó el paso de estos por la ciudad, originando que ya no solo fuera una parada de autobuses, sino que la Ciudad ya contara con una Central Camionera.

Por tales motivos, se hicieron estudios para la construcción de la Central Camionera, la que actualmente funciona como tipo provisional. Se encuentra localizada sobre el Boulevard Hidalgo a 800 metros de la autopista México-Querétaro y a un Kilómetro del centro de la Ciudad.

La central Camionera está funcionando de la siguiente forma:



La Central provisional empezó a funcionar en 1974. Las condiciones en las que se encuentra van de regular a mala.

La Central se puede clasificar de antifuncional por la carencia de varios servicios como lo son: Sala de Espera, Servicio Médico, Oficinas Administrativas, Guarderías, Farmacia, Correo Casetas Telefónicas, Areas Verdes, Estacionamientos, etc.

Las taquillas con que cuenta requieren de mejor servicio y acondicionamiento al igual que el Restaurant, Sanitarios, locales Comerciales y los Andenes para autobuses.

Existe el problema para los usuarios de soportar las inclemencias del tiempo tales como: Viento y Lluvia ya que no hay donde protegerse de ellos.

En base a estos problemas se hace necesaria la construcción de una Central Camionera, que además de contar con todas y cada una de las instalaciones, mobiliarios y servicios adecuados, proporcionen confort a los usuarios.

f).- Necesidades de la Obra:

Los principales indicios que nos dieron el punto de partida para la construcción de una Central Camionera fueron:

El hecho de que la ciudad de San Juan del Río, sea punto importante de unión en re la Capital de la República Mexicana y El Bajío, ocasionando esto el paso de un gran número de Autobuses por dicha Ciudad.

Otro indicio fue el desarrollo tanto demográfico como Industrial que está viviendo la Ciudad a gran escala, dando lugar a que se considere como un punto importante dentro de la política Federal para la descentralización de las grandes ciudades.

### III.- DATOS DEL PROYECTO.

#### a).- ESTADÍSTICAS Y CALCULO DE PÓBLACION FUTURA.

##### Estadística.

Movimiento de vehículos en la central actual:

<u>Línea de Autobuses.</u>	<u>No. salidas diarias.</u>	<u>Porcentaje.</u>
Estrella Blanca.	96	13.67
Flecha Amarilla.	167	23.80
La Piedad de Cebadas.	120	17.10
Herradura de Plata.	96	13.67
Autobuses de Occidente.	30	4.30
Flecha Roja.	110	15.70
Flecha Blanca	40	5.70
Autobuses Victoria.	40	5.70
Autobuses Sta. Lucía.	<u>3</u>	<u>0.36</u>
TOTAL:	702	100.00

Número de personas que abordan las diferentes líneas de autobuses diariamente son 3,500, aproximadamente.

Número de personas de paso por la ciudad en las diferentes líneas de autobuses a diario son 20,000, aproximadamente.

Número normal de autobuses en andenes en un momento determinado: de 12 a 15.

Número máximo de autobuses en andenes, 25.

Horas de máxima afluencia de pasajeros de las 7:00 a 9:00 horas y de 15 a 18 horas.

Días de máxima afluencia de pasajeros a los autobuses Sábados, domingos y días festivos (vacaciones).

Generalmente en tiempos de vacaciones las líneas de autobuses incrementan todas sus salidas hasta un 100%.

#### CÁLCULOS DE LA POBLACION FUTURA.

Para la realización de éstos cálculos nos basamos en los datos proporcionados por la Secretaría de Educación Pública del censo efectuado hasta el año 1975.

#### Datos.

Año 1970.- Población Cabecera Municipal.	15,654.	Habitantes.
Población del Municipio.	54,130.	"
Año 1975.- Población Cabecera Municipal.	26,421	"
Población del Municipio.	77,709	"

#### Cálculo. Método Aritmético.

Población futura para el año de 1990.

$$Pf = Pa + \frac{Pa - Pp}{A - P} (F - A) \quad Pf = \text{Pob. Futura.}$$

Pa = " Actual.

$$Pf = 26421 + \frac{26421 - 15654}{1975 - 1970} (.1990 - 1975)$$

Pp = " pasada.

F = Año Futuro.

$$Pf = 26421 + \frac{10767}{5} (15)$$

A = " Actual.

P = " pasado.

$$Pf = 26421 + 32301 = 58722 \text{ Hb.}$$

Usamos este método debido al incremento de la población suscitada a partir del año de 1970, el cual tuvo su origen con el establecimiento de nuevas industrias por la política a seguir por el gobierno federal de descentralizar las mismas de las grandes ciudades.

Esto provocó que a partir de ese año hasta el actual la población sufriera un incremento considerable, el cual resultó mucho mayor que en períodos anteriores.

En base a lo dicho con anterioridad y analizando los diferentes métodos que existen para este cálculo los cuales nos proporcionaban valores muy elevados,

y tomando en cuenta las circunstancias anteriormente expuestas, seleccionamos - el método aritmético que consiste en establecer la ecuación de la recta considerando los dos puntos más representativos de la población.

b).- Capacidad de la Central Camionera.

INCREMENTO DE AUTOBUSES CON RELACION A LA POBLACION.

AÑO	1975	1990
Número de Habitantes.	26,421	58,722
Número de personas que viajan,	3,500	X
X Número de personas que viajarán para el año 1990.		
$\frac{26\ 421}{3\ 500} : \frac{58\ 722}{X}$		X = 7 779 personas que viajan.

Número de personas por autobus. =  $\frac{7\ 779}{702} = 11$

Suponiendo que aborden 8 personas por autobus tenemos:

$8 \times 702 = 5\ 616$

Por lo tanto el incremento de usuarios será:

$7\ 779 / 5\ 616 = 2\ 163$

y en función de éste, el número de salidas diarias será:

$2\ 163 / 8 = 270$  salidas.

que sumadas a las actuales nos da un total de:

$702 + 270 = 972$  salidas diarias.

Por lo tanto la capacidad de la central camionera será:

$702 =$  No. de salidas diarias (1975)

$15 =$  No. normal de camiones en espera (1975)

$972 =$  No. de salidas diarias (1990)

$X =$  No. de camiones en espera para (1990)

$\frac{702}{15} : \frac{972}{X}$

X = 21 camiones en espera.

Consideramos un 20% de margen de seguridad para casos de emergencia, (tales como fallas mecánicas y congestionamiento debido al retraso o adelanto del horario de autobuses).

$21 \times 0.2 = 4.0$  autobuses.

No. total de camiones en espera son 25.

La siguiente tabla nos indica el No. de camiones por línea en espera diariamente en un lapso de más o menos 30 minutos.

No. de salidas Total = 972.

Línea de Autobuses.	No. de salidas por línea.	No. de salidas por línea.	No. de Camiones en espera.
Estrella Blanca.	13.67	133	3
Flecha Amarilla.	23.80	231	6
La Ciudad de Coladas.	17.10	166	4
Armadura de Plata.	13.67	133	3
Autobuses de Occidente.	4.30	42	1
Fleja Roja.	15.70	153	3
Flecha Blanca.	5.70	55	2
Omnibus Victoria.	5.70	55	2
Omnibus Sta. Lucía.	0.36	4	1
<b>T O T A L E S :</b>	<b>100.00</b>	<b>972</b>	<b>25</b>

c).- Programas de servicios de una central camionera en San Juan del Río.

1.- SERVICIOS ADMINISTRATIVOS.

1.1.- Dirección.	16 m <sup>2</sup>
1.2.- Secretaría.	12 m <sup>2</sup>
1.3.- Sala de espera y baños.	15 m <sup>2</sup>
1.4.- Oficinas de Administración.	16 m <sup>2</sup>
1.5.- Sala de cuentas.	28 m <sup>2</sup>

2.- SERVICIOS PUBLICOS.

2.1.- Taquilla con oficinas (2)	160 m <sup>2</sup>
2.2.- Computera en taquillas (2).	15 m <sup>2</sup>
2.3.- Oficina-Empaque.	20 m <sup>2</sup>
2.4.- Teléfonos (1 central larga distancia).	2 m <sup>2</sup>
2.5.- Servicios médicos.	15 m <sup>2</sup>
2.6.- Restaurant.	150 m <sup>2</sup>

2.7.- Sanitarios.	
2.7.1.- Sanitarios para hombres.	15 m <sup>2</sup>
2.7.2.- Sanitarios para mujeres.	18 m <sup>2</sup>
2.8.- Locales comerciales (15)	180 m <sup>2</sup>
2.9.- Sala de espera.	400 m <sup>2</sup>
2.10. Estacionamiento.	600 m <sup>2</sup>
2.11. Zonas verdes.	200 m <sup>2</sup>

### 3.- SERVICIOS DE OPERACION.

3.1.- Anillos.	200 m <sup>2</sup>
3.2.- Carriles (25)	1000 m <sup>2</sup>
3.3.- Areas de maniobras.	3000 m <sup>2</sup>
3.4.- Estacionamientos.	500 m <sup>2</sup>
3.5.- Areas verdes.	50 m <sup>2</sup>
3.6.- Sanitarios.	10 m <sup>2</sup>
3.7.- Casita de control.	16 m <sup>2</sup>

### 4.- SERVICIOS DE MANTENIMIENTO.

4.1 Intendencia.	20 m <sup>2</sup>
4.2. Depósito de desechos.	40 m <sup>2</sup>

#### d).- Superficie requerida:

El tamaño del terreno depende del proyecto individual. El programa de -- servicios nos da una idea aproximada de la superficie construida:

1.- Servicios Administrativos.	87.00 m <sup>2</sup>
2.- Servicios Públicos.	1,796.00 m <sup>2</sup>
3.- Servicios de Operación.	4,826.00 m <sup>2</sup>
4.- Servicios de Mantenimiento	60.00 m <sup>2</sup>
Sub-Total requerida:	<u>6,796.00 m<sup>2</sup></u>

#### e).- Localización y Orientación:

Factores que afectan a la localización.

1.- La consideración más importante al elegir una ubicación para la Central Camionera, consiste en obtener un terreno de fácil acceso por medio de los más económicos y directos medios de transporte para los usuarios.

2.- Otra consideración de igual importancia será ubicar la Central Camionera en un lugar que tenga una vía de rápido acceso para los autobuses, esto se lo hará ubicándose cerca de una autopista o carretera.

3.- Lo que debe hacerse para la construcción de una central camionera es consultar el plano catastral de la ciudad, para determinar los distintos lugares disponibles para una mejor ubicación de la misma.

4.- La elección del terreno también dependerá del costo del terreno y por lo cual trataremos de localizarlo en la periferia de la ciudad donde el costo del terreno es más bajo.

5.- Los servicios públicos deben estar disponibles en el lugar, tales como: Corriente Eléctrica, Agua Potable, Colector de Drenaje, Gas, Teléfono, Etc.

A continuación se expresa la forma en que se cumplieron dichos factores:

1.- Se eligieron 4 lugares disponibles para su localización y construcción de la Central Camionera.

2.- Los terrenos escogidos se encuentran ubicados en la periferia de la Ciudad, en las cuales el costo del terreno no es muy elevado.

3.- Los terrenos son los más accesibles que existen en la Ciudad, debido a que están ubicados sobre un Boulevard.

4.- Todos los terrenos se encuentran localizados en la parte sur de la Ciudad.

Uno de los terrenos se encuentra cruzando la Autopista, la cual resulta peligrosa para los usuarios. Otro más está en la parte trasera de una Clínica del Seguro Social por lo que resultaría molesto para los pacientes, otro se encuentra ubicado sobre el Boulevard Hidalgo, pero tiene el inconveniente de que se desperdicia bastante terreno a su forma geométrica.

El terreno elegido se encuentra localizado en el mismo Boulevard Hidalgo, aproximadamente a un kilómetro del Centro de la Ciudad, y a un kilómetro de la Autopista.

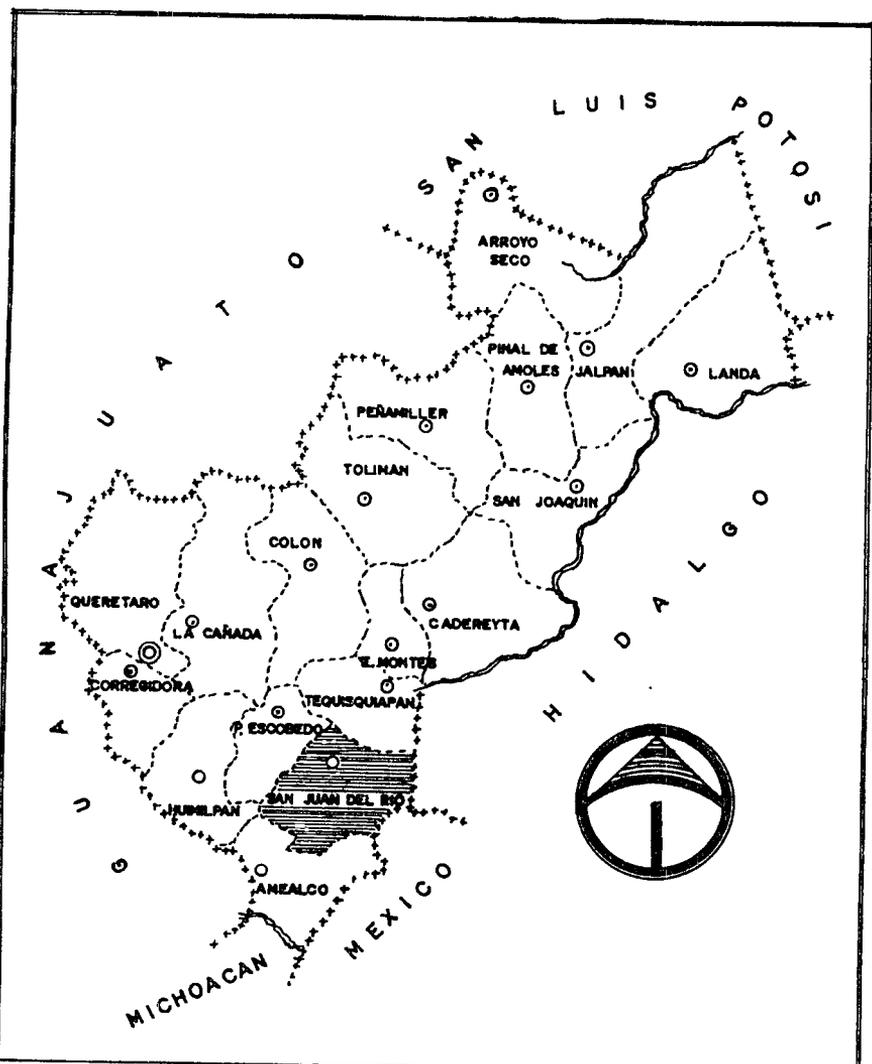
5.- El lugar cuenta con todos los servicios públicos de poniente: corriente eléctrica, agua potable, colector de drenaje, gas, teléfono, servicio de luz, etc.

#### Orientación.

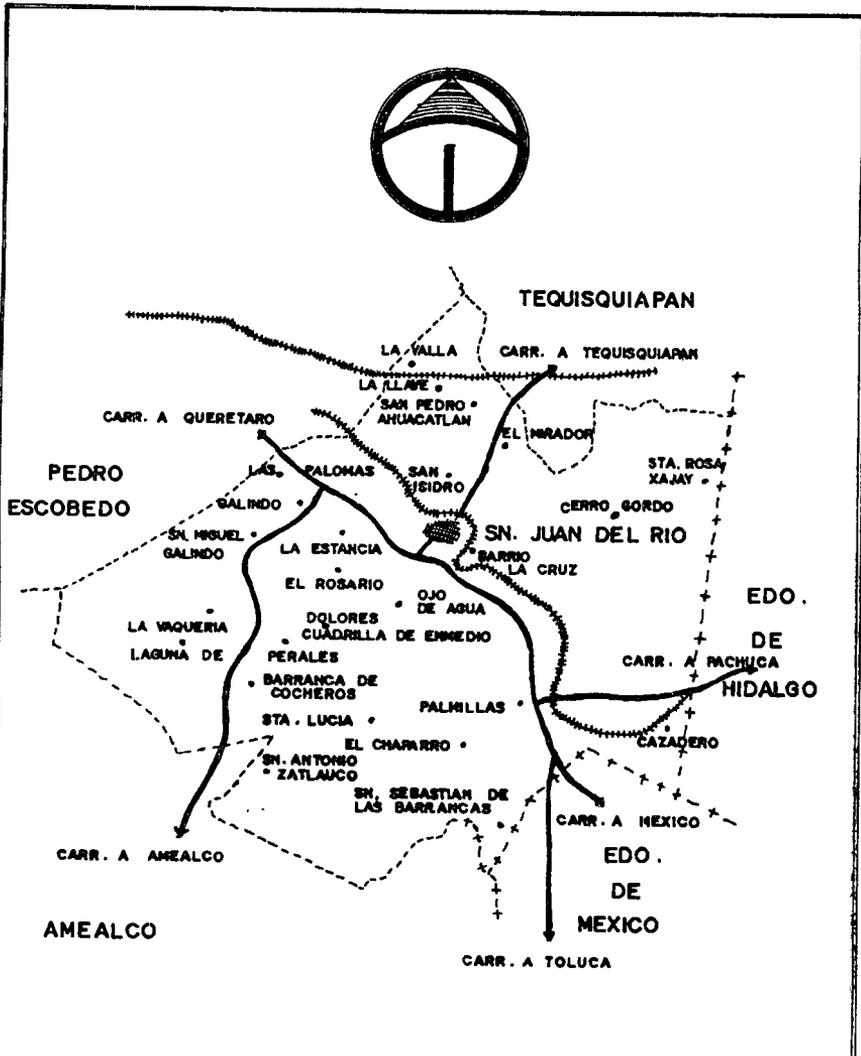
Es conveniente darle una orientación adecuada para lograr la mayor iluminación natural posible; esto se logra colocando grandes arcos de vidrio.

En nuestro caso la orientación adecuada será: oriente poniente en vista de que el sol sigue esa trayectoria, por lo cual se logrará una iluminación la mayor parte del día.



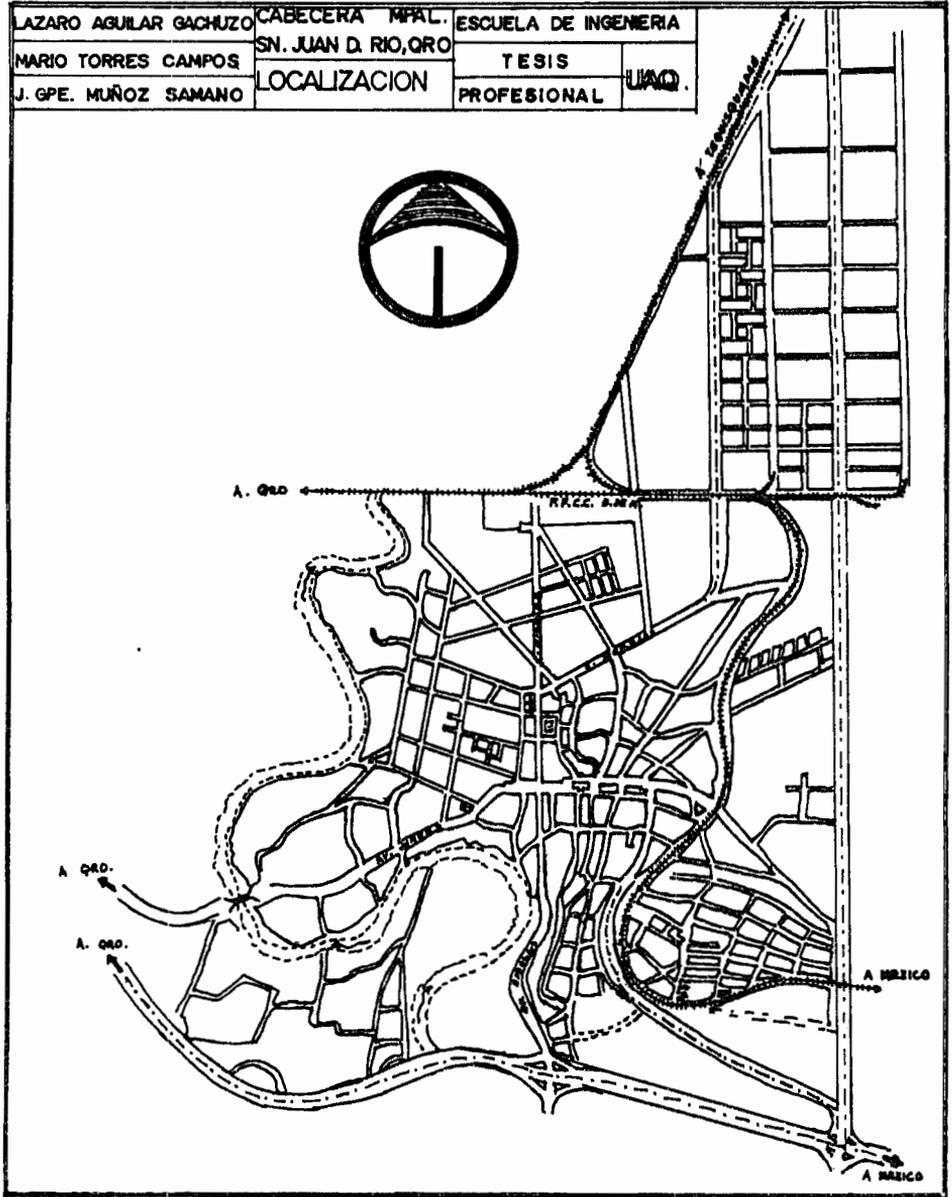


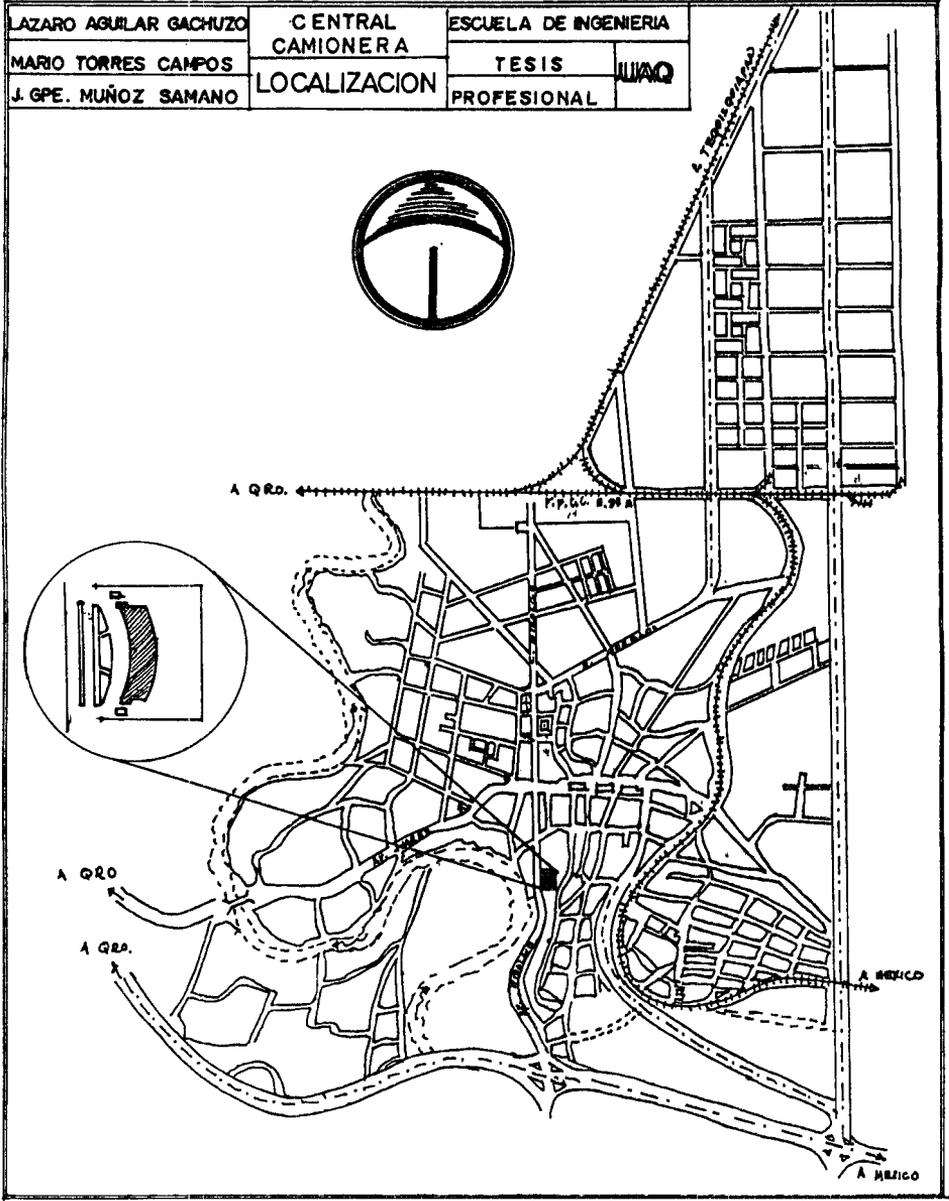
LAZARO AGUILAR GACHUZO	ESTADO DE QUERETARO	ESCUELA DE INGENIERIA	
MARIO TORRES CAMPOS	LOCALIZACION	TESIS	UAQ
J. GPE. MUÑOZ SAMANO		PROFESIONAL	

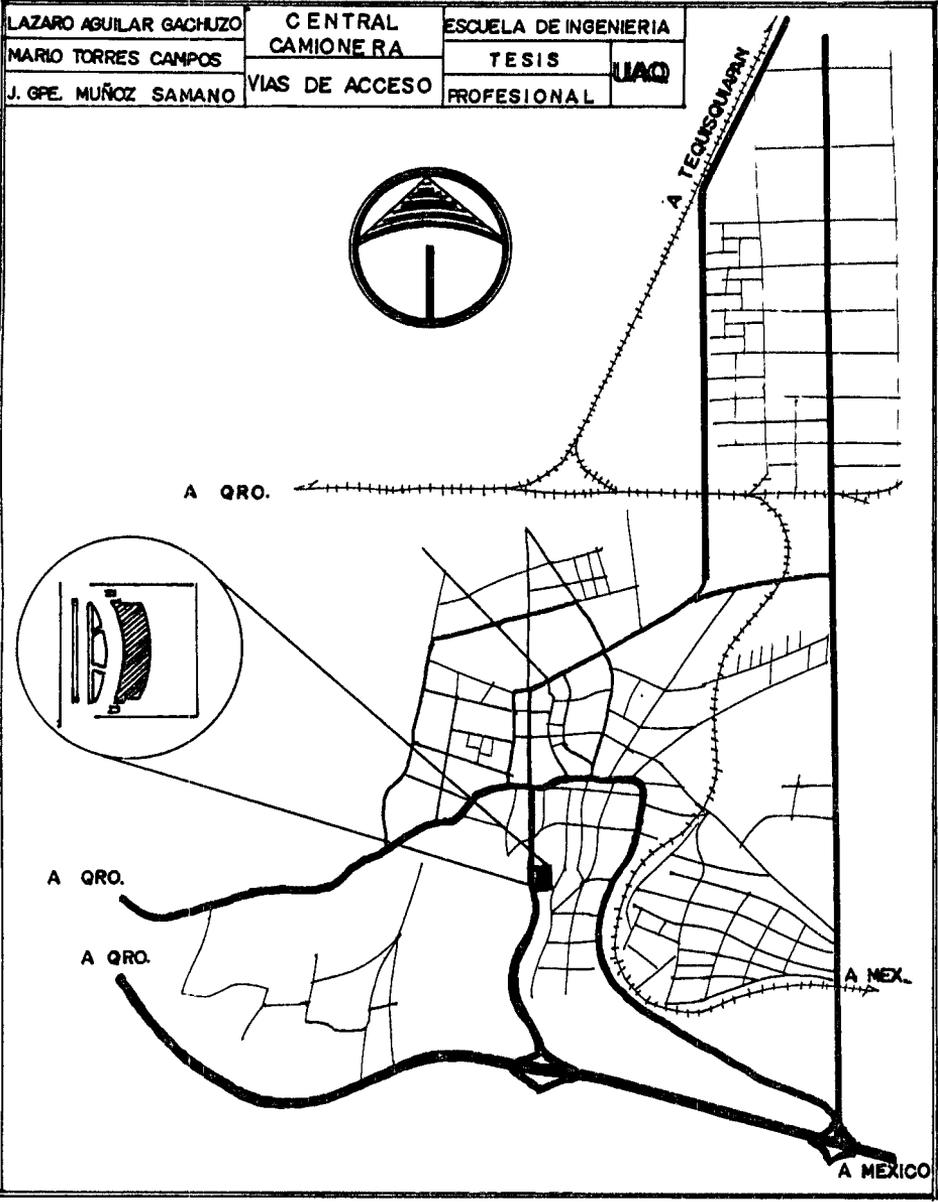


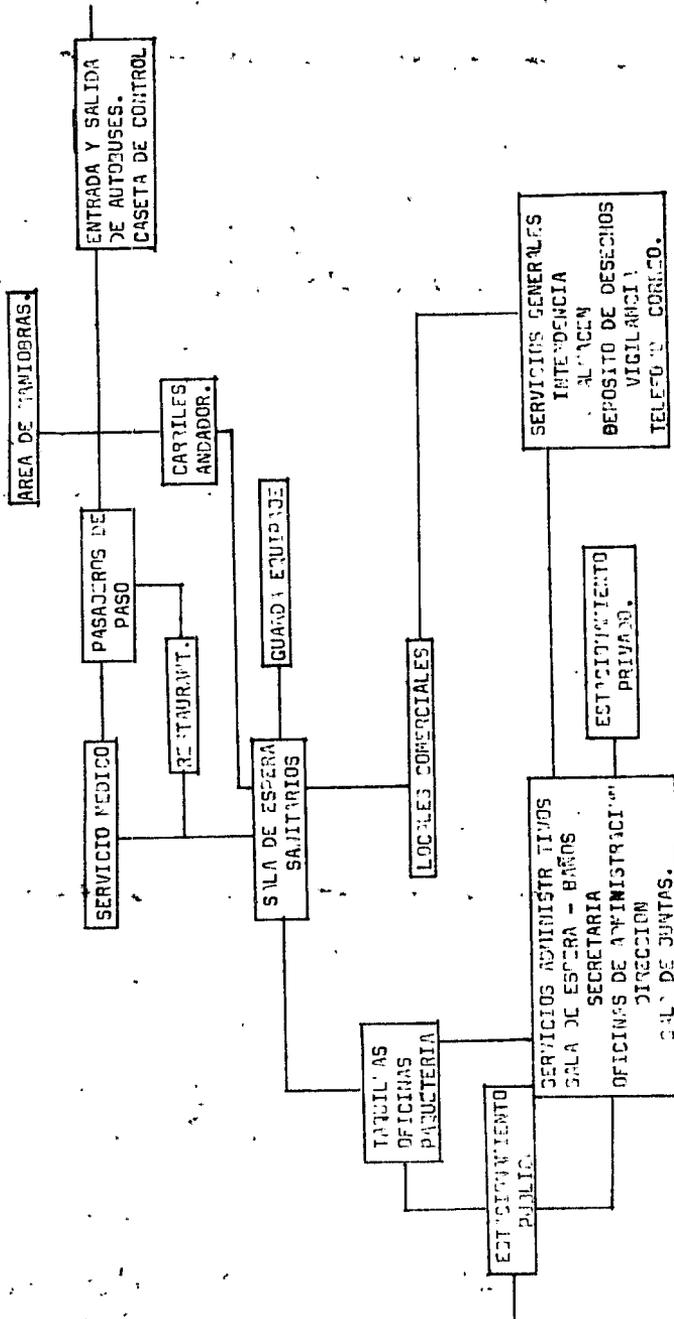
LAZARO AGUILAR GACHUZO	MPIO.- SAN JUAN DEL RIO, QRO	ESCUELA DE INGENIERIA	
MARIO TORRES CAMPOS	LOCALIZACION	TESIS	UAQ
J. GPE. MUÑOZ SAMANO		PROFESIONAL	

LAZARO AGUILAR GACHUZO	CABECERA MPAL.	ESCUELA DE INGENIERIA
MARIO TORRES CAMPOS	SN. JUAN D. RIO,ORO	TESIS
J. GPE. MUÑOZ SAMANO	LOCALIZACION	PROFESIONAL UAQ.









F U N C I O N A M I E N T O Y P R O G R A M A D E S E R V I C I O S .

## INSTALACION ELECTRICA.

La iluminación de edificios va tomando cada vez más importancia.

El procedimiento antiguo de instalar unas cuantas luces, más o menos al azar, ha sido sustituido por la inclusión del plan de iluminación como parte integrante del proyecto de construcción de un edificio.

Solo siguiendo este camino se puede llegar a tener una iluminación apropiada. El objeto que se debe perseguir en toda iluminación es conseguir una luz suave, difusa, sin brillos deslumbrantes y de una intensidad conveniente.

Para proceder a la selección del tipo más conveniente de alumbrado y del cálculo de la instalación existen varios métodos como son:

el método de los lúmenes, el método de punto por punto y el método de watts/M2.

Para nuestro cálculo utilizaremos el método de los lúmenes por ser el más práctico. Se usa una fórmula muy sencilla. Cada uno de los factores usados en la fórmula deben ser valorados adecuadamente para obtener resultados más exactos.

Los pasos a seguir son:

- 1.- Elegir el nivel de iluminación (Luxes) adecuado al trabajo a desarrollar.
- 2.- Seleccionar el tipo de reflectores considerando suficiencia y facilidad de mantenimiento, además buscar que su estilo esté de acuerdo al proyecto arquitectónico.
- 3.- Determinar el tipo y tamaño de las lámparas que se empleen.
- 4.- Distribuir las luminarias de tal manera que proporcionen un alumbrado uniforme.
- 5.- Proyectar la instalación eléctrica, la cual además de la capacidad apropiada, deberá tener la suficiente flexibilidad para el control del alumbrado, así como prever ampliaciones futuras.

### PROCEDIMIENTO DEL CALCULO.

$$FL = \frac{L \times A}{FM \times FU}$$

Donde: FL.- Flujo luminoso en lúmenes.  
L.- Intensidad de iluminación en Luxes. ( En centrales camiones es de 300 Luxes.).

A= Area por iluminar.  
 FM.- Factor de mantenimiento=0.65  
 FU.- Factor de utilización = 0.60.

El factor de mantenimiento se aplica tomando en cuenta la suciedad, envejecimiento de las lámparas, etc. Esta dará la iluminación necesaria en el supuesto de lámparas nuevas, aparatos de luz limpios y techos con acabado reciente.

El factor de utilización esta en función de: 1.- El aparato luminoso. - 2.- La forma del local.- 3.- El coeficiente de reflexión de las partes.- 4.- El coeficiente de reflexión del techo. Este factor viene a ser una especie de rendimiento que expresa como utiliza la instalación la luz producida por la lámpara.

Por lo tanto sustituyendo:  $FL = \frac{300 \times A}{0.65 \times 0.60} = 770 A$  -----(1)

Analizando cada una de las zonas por iluminar tenemos:

1.- Para la zona de sala de espera, pasillo, taquillas y restaurant; con un area de  $1266 \text{ m}^2$ , lo cual sustituyendo en la fórmula (1).

$$FL = 770 \times 1266 = 974,820 \text{ lúmenes.}$$

Utilizando unidades MERCULUM DE HOLOPHANE de 400 watts, vapor de mercurio con 21,500 lúmenes. No. de unidades =  $\frac{974,820}{21,500} = 45$  unidades; los cuales se distribuirán en tres hileras con 15 unidades cada una. El espaciamento en una longitud de 85 metros será de 5,67 metros.

2.- Para la zona de comercios, tenemos un area de  $12 \text{ m}^2$ /comercio. Sustituyendo en la fórmula.

$$FL = 770 \times 12 = 9,240 \text{ lúmenes.}$$

Utilizando unidades Mercurium de Holophane de 175 watts, vapor de mercurio tipo blanco de lujo con 8,600 lúmenes. No. de unidades =  $\frac{9,240}{8,600} = 1$  unidad. por cada comercio.

3.- Para la zona de mantenimiento y cocina con areas respectivas de  $24 \text{ m}^2$  cada una;  $FL = 770 \times 24 = 18,480$  lúmenes.

Utilizando el mismo tipo de unidades tenemos:

$$\text{No. de Unidades} = \frac{18,480}{8,600} = 2 \text{ unidades /zona.}$$

4.- Para los sanitarios públicos con un área de  $60 \text{ m}^2$  cada uno.

$$FL 770 \times 60 = 46,200 \text{ lúmenes.}$$

Utilizando el mismo tipo de unidades tenemos:

$$\text{No. de unidades} = \frac{46,200}{8,600} = 6 \text{ unidades.}$$

5.- Para la zona de oficinas:

En la administración con un área de  $32 \text{ m}^2$

$$\text{FL} = 770 \times 32 = 24,640 \text{ lúmenes.}$$

$$\text{No. de unidades} = \frac{24,640}{8,600} = 3 \text{ unidades.}$$

En la gerencia con un área de  $12 \text{ m}^2$

$$\text{FL} = 770 \times 12 = 9,240 \text{ lúmenes.}$$

$$\text{No. de unidades} = \frac{9,240}{8,600} = 1 \text{ unidad.}$$

En la sala de juntas con área de  $28 \text{ m}^2$

$$\text{FL} = 770 \times 28 = 21,560 \text{ lúmenes.}$$

$$\text{No. de unidades} = \frac{21,560}{8,600} = 3 \text{ unidades.}$$

En baño y archivero con área de  $6 \text{ m}^2$  cada uno, utilizaremos unidades centro fluorescente MOD-U-LINE, F-40 CW/U-6 blanco frío con 2900 lúmenes.

$$\text{FL} = 770 \times 6 = 4,620 \text{ lúmenes.}$$

$$\text{No. de unidades} = \frac{4,620}{2,900} = 2 \text{ unidades/zona}$$

6.- En zona de andenes, con un área de  $750 \text{ m}^2$

$$\text{FL} = 770 \times 750 = 577,500 \text{ lúmenes.}$$

Usaremos unidades MERCULUM DE HOLOPHANE de 175 watts, vapor de mercurio, blanco de lujo con 8600 lúmenes.

$$\text{No. de unidades} = \frac{577,500}{8,600} = 26 \text{ unidades.}$$

Distribuidos convenientemente en 12 metros en dos hileras a cada 9 metros.

7.- En las zonas de maniobras tenemos tres áreas: Dos de  $1,200 \text{ m}^2$  cada una y una de  $4,320 \text{ m}^2$ .

En virtud de ser un área descubierta, no se aplican los factores de mantenimiento y de utilización.

$$\text{Por lo tanto: FL} = 1,200 \times 300 = 360,000 \text{ lúmenes.}$$

$$\text{FL} = 4,320 \times 300 = 1296,000 \text{ lúmenes.}$$

Usando unidades LUMINARIO MERCURIAL para montaje en pared con reactor - integral sería WELLPACK, vapor de mercurio de 400 watts con 21,500 lúmenes.

$$\text{No. de unidades} = \frac{360,000}{21,500} = 17 \text{ unidades.}$$

Distribuidos entre 75 M. de dos en dos unidades a cada 3 M.

$$\text{No. de unidades} = \frac{1,296,000}{21,500} = 60 \text{ unidades.}$$

Distribuidos en 110 metros de cuatro en cuatro unidades a cada 7.20 Mts.

## I.- CONCEPTOS FUNDAMENTALES.

### a).- Método del diseño al límite del concreto reforzado. (TEORIA PLASTICA).

Este método proporciona las secciones de concreto reforzado, apoyándose en la capacidad de éstos, para resistir los diferentes elementos mecánicos, (momentos flexionantes, fuerzas cortantes, etc), a que dichas secciones deberían estar sometidas a una estructura dada.

La teoría plástica no considera entonces la variación de los esfuerzos de compresión del concreto dentro de los límites del refuerzo del trabajo usual, sino que considera dicha variación hasta llegar al esfuerzo de ruptura: en este caso dicha variación no es lineal, (como se admite en la teoría elástica), sino que ni siquiera se conoce el tipo de curva a la que exactamente corresponde.

Teniendo en cuenta todo lo anteriormente explicado es por lo que se tiene en la actualidad, al diseño de miembros de concreto reforzado, basándose en resistencia última ó fatiga de ruptura (teoría plástica) cuyas fórmulas de diseño con carga última están basadas en hechos, es decir en las propiedades del concreto reforzado observando en los ensayos de los cuales puede decir lo siguiente: 1.- Duración de la carga, 2.- Acero de refuerzo y 3.- Concreto.

### b).- Ventajas del diseño al límite.

1.- Las fórmulas están basadas en la resistencia última, que deben utilizarse en todos los miembros de concreto reforzado, bien sea, que estén sometidos a carga axial, flexión con ó sin esfuerzo de compresión.

2.- Dado que el método de resistencia última predice con exactitud razonable su capacidad, todos los miembros pueden ser diseñados con los factores de seguridad que se desee de acuerdo con las condiciones de carga a que está sometida la estructuración.

3.- El diseño de los miembros se puede simplificar empleando gráficas

ó métodos de aproximación sucesivas.

Para el cálculo de la estructura de acero nos pasamos en los siguientes conceptos:

(COMPORTAMIENTO ELASTICO).

1.- El método de elasticidad es la relación entre el esfuerzo y el alargamiento y es igual al esfuerzo unitario dividido por la deformación ó alargamiento unitario. Su valor para el acero sometido a esfuerzos de tracción es aproximadamente de 2 100,00 Kg/cm<sup>2</sup>.

2.- Límite de elasticidad es el esfuerzo unitario más allá del cual deja de ser constante la relación entre el esfuerzo y el alargamiento, ó sea, el punto en que la línea deja de ser una recta.

3.- Punto crítico ó límite aparente de elasticidad es aquel que está ligeramente encima ó después del límite de elasticidad y es el esfuerzo unitario bajo el cual empieza a alargarse la muestra, sin que la carga aumente.

4.- Resistencia a la ruptura es el esfuerzo unitario mayor que puede soportar una muestra. (Carga total dividida entre area inicial).

5.- Esfuerzo de ruptura es el esfuerzo unitario en el instante de la ruptura, ó sea, el esfuerzo unitario en el punto de ruptura, después de que el área de la sección transversal de la muestra sea reducido y es muy difícil poder determinarlo exactamente, porque lo impide la rápida disminución de la carga.

## II.- ALTERNATIVAS DEL PROYECTO.

1.- Losas nervaduras: Este tipo de cubiertas nos proporciona las siguientes ventajas:

- a).- Aligera el peso total de la losa.
- b).- Ahorro de acero de refuerzo.
- c).- Ahorro de mano de obra.
- d).- Resulta más económica que la losa maciza.
- e).- Más resistente por las nervaduras.
- f).- Se cubren claros más grandes que las losas macizas.

Estan hechas a base de block (material ligero), se pueden fabricar en diferentes formas. La losa así formada asemeja vigas "T" en forma progresiva, dejando huecos entre ellas. Las alas de las vigas "T", no deben tener menos de 5 cm. de espesor, pues más delgadas se rompen con facilidad.

Las losas nervaduras, pueden ser apoyadas en dos de sus lados ó perimetrales. En cualquier losa de nervaduras, los bloques deben ser, cuando más de 60 x 60 cm., pues de otra manera debido a las dilataciones tienden a separarse de ellas.

### 2.- Estructura de acero:

El objeto de análisis es llegar a conocer los valores de cada uno de los elementos mecánicos que actúan en la estructura como son: momento, cortante, carga axial, etc., para que con estos valores podamos diseñar la sección más conveniente que sea capaz de soportar la acción de dichos elementos mecánicos.

Existen varios métodos, de acuerdo al elemento estructural que estamos analizando, y según el problema específico que tengamos es el método que usaremos, así por ejemplo las armaduras se consideran simplemente apoyadas; en sus nudos se consideran articuladas en sus barras trabajando a tensión y a compresión únicamente; para su solución contamos con el método de los nudos, el de secciones, el método gráfico ó de cremona; también se puede auxiliar con los diagramas de cortante y de momento.

El tipo de armadura que nosotros presentamos se conoce comunmente con el nombre de "Diente de Cierre".

Una de las condiciones que nos regirán en el proyecto es el bajo costo de operación, el espacio por cubrir, condiciones de estética (para este caso específico); menor tiempo de duración de la obra y en casos de demolición se tiene una recuperación de un 80 % .

### 3.- Losas Macizas:

Existen dos tipos de losas macizas: sistemas de losas macizas con vigas en una dirección y sistemas de losas macizas en dos direcciones.

Cada uno de los sistemas mencionados tienen sus propias ventajas distintivas, dependiendo de la distancia entre columnas, de la magnitud de la carga que deben soportar, de la magnitud de los claros y del costo de la construcción.

Las losas en dos direcciones o losas apoyadas en cuatro lados, por lo general, cuando un tablero de piso es cuadrado o casi cuadrado y sus cuatro lados descansan sobre vigas, es económico utilizar dos juegos de varillas de refuerzo colocadas en ángulo recto uno con respecto al otro; otras varillas transmiten las cargas a las cuatro vigas o muros de apoyo y las losas reforzadas de este modo se conocen como losas en dos direcciones.

Aunque el diseño de estas losas es económico respecto al ahorro en material presentan ciertas complicaciones.

La magnitud de la carga transmitida en cada dirección depende no solamente de las longitudes relativas de los lados de las losas, sino también de las condiciones de continuidad que se presentan en los cuatro lados.

En el diseño de una losa en dos direcciones se toman en consideración dos franjas de piso; una es la franja central, con un ancho igual a la mitad del tablero que se extiende a través de esta en la dirección en que se consideran los momentos y la otra es la franja de la columna, cuyo ancho es igual a la cuarta parte del tablero y que ocupa las áreas que quedan fuera de la franja central.

### III.- CALCULO Y DISEÑO DE LAS ALTERNATIVAS.

Cargas Vivas.- Se consideran de acuerdo al Reglamento de Construcciones -- del D.F.

Cargas Muertas.- Se analizaron los marcos de la estructura cargados con el peso de su faja tributaria y tomando en cuenta la continuidad de las columnas.

Diseño de la estructura.- Se hizo siguiendo las especificaciones del Reglamento del A.C.I. (Diseño plástico).

Los elementos de las distintas secciones se obtuvieron de la alternativa -- más desfavorable.

ALTERNATIVA I.

CALCULO DE LOSA NERVURADA.

DATOS:

$L = 9.00$   $n = 9$   
 $s = 4.00$   $k = 0.299$   
 $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$   $y = 0.900$   
 $f_s = 200 \text{ Kg/cm}^2$   $p = 0.0071$   
 $vc = 0.5 \sqrt{f'c} = 4.2 \text{ Kg/cm}^2$   $R = 12.78 \text{ Kg/cm}^2$

ANÁLISIS DE CARGAS.

Suponiendo un peralte de 25 cm. y un alama de 10 cm. con una separación de blocks de 45 cm. c.a.c. y un espesor de losa de 5 cm.

Losa nervurada _____	415 $\text{Kg/m}^2$	
Plafón aplanado, _____	50 "	
Acabado de azotea, _____	50 "	
Carga Viva, _____	150 "	
		$W = 655 \text{ Kg/m}^2$

Usando block de 35 x 35 cm. y nervaduras de 25 cm.

Carga de nervadura =  $\frac{45 \times 655}{100} = 294.75 \text{ Kg/m}$

$W = \text{Carga total} = 294.75 \times 4.00 = 1179 \text{ Kg}$

CORTANTE MAXIMO.

$V = \frac{1}{2} W = \frac{1}{2} 1179 = 589.5 \text{ Kg.}$

MOMENTO FLEXIONANTE. (para vigas continuas).

$M = \frac{Wl}{12} = \frac{1179 \times 4 \times 100}{12} = 39,300 \text{ Kg-cm.}$

PERALTE DE LA VIGA.

Peralte del block _____	25 cm			
Peralte de la losa, _____	5 cm	}	=	30 cm
Recubrimiento, _____	1.5 cm			
$\frac{1}{2}$ del refuerzo, _____	0.5 cm	}	=	2 cm
				<b>Peralte efectivo = 28 cm.</b>

Esta sección nos resiste un momento igual a:

$$M_r = R b d^2 = 12.78 \times 10 \times (28)^2 = 100195.2 \text{ Kg-cm}$$

por lo tanto el peralte supuesto esta correcto.

$$v = \frac{V}{bd} = \frac{589.5}{10 \times 28} = 2.10 \text{ Kg/cm}^2 < 4.10 \text{ Kg/cm}^2$$

AREA DE REFUERZO DE TENSION.

$$A_s = \frac{M}{f_s [d - (t/2)]} = \frac{39\,300}{2000 [28 - (5/2)]} = 0.77 \text{ cm}^2$$

Se armará con una varilla del # 3

Para el área de refuerzo en la parte superior.

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{39,300}{2000 \times 0.900 \times 28} = 0.78 \text{ cm}^2$$

También se usará una varilla del # 3

ESFUERZO UNITARIO POR ADHERENCIA.

$$u = \frac{V}{E_o j d} ; \text{ el perimetro de la varilla del \# 3} = 3.00 \text{ cm.}$$

$$u = \frac{589.5}{3 \times 0.900 \times 28} = 7.80 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo permitido por adherencia.

$$u = \frac{2.3 \sqrt{f'c}}{D} = \frac{2.3 \sqrt{210}}{0.95} = 35.10 \text{ Kg/cm}^2$$

D= diámetro de la varilla.

Analisis de Marcos.

METODO DE KANY. - marco transversal. -

Datos.

$w = 655 \text{ Kg/cm}^2$

$Wl = 28 \times 655 = 18,340 \text{ Kg (losa)}$

$W_{pp} = 0.5 \times 0.25 \times 9.00 \times 2400 =$

$\frac{2,700 \text{ Kg (trabe)}}{21,040 = 21,000 \text{ Kg.}}$

$w = \frac{21,000}{9} = 2334 \text{ Kg/ml}$

$M = \frac{2334 \times (9)^2}{12} = 15749 \text{ Kg-m} \approx 15750 \text{ Kg-m}$

Carga de viento =  $280 \text{ Kg/m}^2$

$W_v = 280 \times 4.00 = 1120 \text{ Kg/m}$

$V = \frac{1120 \times 4}{2} = 2240 \text{ Kg}$

Momento de entrapaso =  $\frac{V \cdot h/2}{3} = 1680 \text{ Kg-m}$

Momento de carga de viento =  $\frac{W R^2}{12} = \frac{1120 \times 4.5^2}{12} = 1890 \text{ Kg-m}$

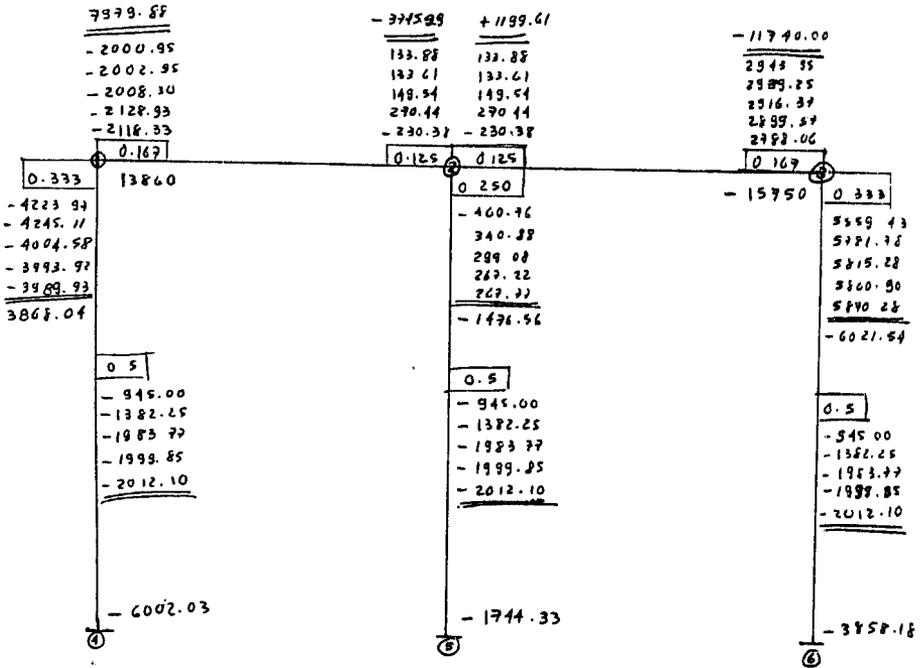
Sección de viga y columna =  $0.25 \times 0.50 \text{ cm} \cdot \cdot \cdot I = 1$

FACTORES DE DISTRIBUCION ANGULARES. F.D.A. =  $r / 2Er$

BARRA.	RIG.	REL	F.D.	R.R. = I/L
1 - 2	1/9	= 0.111	0.167	
1 - 4	1/4.5	= 0.222	0.333	
2 - 1	1/9	= 0.111	0.125	
2 - 5	1/4.5	= 0.222	0.444	
2 - 3	1/9	= 0.111	0.125	

FACTORES DE DISTRIBUCION LINEALES. F.D.L. =  $\frac{r}{2/3 Er}$

1 - 4	1/4.5	= 0.222	0.5
2 - 5	1/4.5	= 0.222	0.666
3 - 6	1/4.5	= 0.222	0.5



$$m_{ij} = f_d (M_0 + \sum m_{if} + A_{if})$$

$$M_{if} = \frac{V_h}{3} + \sum (m_{if})$$

MARCO

TRANSVERSAK

MARCO LONGITUDINAL.

$$Wl = 655 \times \frac{4 \times 2}{2} \times 2 = 5240 \text{ Kg (losa)}$$

$$Wpp = 0.30 \times 0.15 \times 4 \times 2400 = \frac{432}{5672} = 5700 \text{ Kg}$$

$$w = \frac{5700}{4} = 1425 \text{ Kg/ml}$$

$$M = \frac{1425 \times (4)^2}{12} = 1900 \text{ Kg-m}$$

Secciones de Viga # 30 x 15 cm

Secciones de Columna = 50x 25 cm.

$$I \text{ viga} = \frac{30^3}{12} \times 15 = 33750 = 1$$

$$I \text{ col.} = \frac{25^3}{12} \times 50 = 65104.166 = 1.929$$

FACTORES DE DISTRIBUCION ANGULARES.

BARRA.	RIG.	REL.	F.D.
1 -2	1/4 =	0.25	0.1842
1 -4	$\frac{1.929}{4.5} =$	<u>0.4286</u>	0.3157
		E= 0.6796	
2- 1	1/4 =	0.25	0.1349
2 -5	$\frac{1.929}{4.5} =$	0.4256	0.231
2 -3	1/4 =	<u>0.25</u>	0.1349
		E= 0.9296	
3 -2	1/4 =	0.25	0.134
3- 6	$\frac{1.929}{4.5} =$	0.4296	0.231
3 -7	1/4 =	<u>0.25</u>	0.134
		E= 0.9296	



CALCULO DE VIGA - MARCO TRANSVERSAL.

DATOS:

$M = 11740 \text{ Kg-m}$

$L = 9.00 \text{ m}$

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

$fs = 2000 \text{ "}$

$fy = 4000 \text{ "}$

$M_u = \phi [bd^2 f'c (1 - 0.59 q)]$

$117400 = 0.9 [b \times 45^2 \times 200 \times 0.10 (1 - 0.59 \times 0.10)]$

$1174000 = 0.9 [b \times 2025 \times 36 (.8938)]$

$b = \frac{1174000}{1822.5 \times 32.18} = 20.00 \text{ cm} \quad \text{p} \neq q \text{ f'c/fy}$

$p = 0.18 \frac{200}{4000} = 0.009$

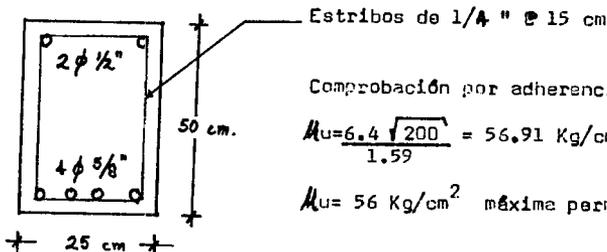
$A_s = pbd = 0.009 \times 20 \times 45 = 8.10 \text{ cm}^2 ; 4 \phi 5/8"$

Revisión por cortante.

$w = 2334 \text{ Kg/m} \quad V_u = \frac{2334 \times 9}{2} = 10503 \text{ Kg}$

$V_u = 1.6 \phi \sqrt{f'c} = 1.6 \times 0.85 \sqrt{200} = 19.31 \text{ Kg/m}^2$

$bd \geq \frac{10503}{19.31} = 544 \text{ cm}^2 < 45 \times 20 = 900 \text{ cm}^2$



Estribos de 1/4 " @ 15 cm

Comprobación por adherencia.

$M_u = \frac{6.4 \sqrt{200}}{1.59} = 56.91 \text{ Kg/cm}^2$

$M_u = 56 \text{ Kg/cm}^2$  máxima permisible.

CALCULO DE VIGA - TRAMO LONGITUDINAL.

DATOS.

$M = 1230 \text{ Kg/m}$

$L = 4.00 \text{ m}$

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

$p = q \frac{f'c}{fy} = 0.18 \frac{200}{4000} = 0.009$

$fs = 2000 \text{ "}$

$fy = 4000 \text{ "}$

$\beta = 0.9 \text{ para secciones cuadradas.}$

$M_u = \beta [bd^2 f'c q (1 - 0.59 q)]$

$123000 = 0.9 [b \times 25^2 \times 200 \times 0.18 (1 - 0.59 \times 0.18)]$

$123000 = 0.9 [b \times 625 \times 36 (0.8938)]$

$b = \frac{123000}{562.5 \times 32.18} = 6.78 \text{ cm}$

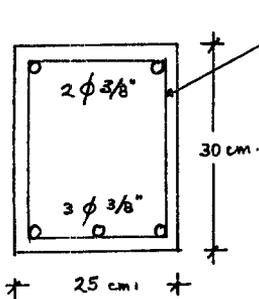
$A_s = pbd = 0.0009 \times 6.79 \times 25 = 1.527 \text{ cm}^2 ; 3 \beta 3/8"$

Revisión por cortante.

$w = 1425 \text{ Kg} ; Vu = \frac{1425 \times 4}{2} = 2850 \text{ Kg}$

$V_u = 1.6 \beta \sqrt{f'c} = 1.6 \times 0.85 \sqrt{200} = 19.31 \text{ Kg/cm}^2$

$V/V_u = bd = \frac{2850}{19.31} = 147.6 \text{ cm}^2 < 400 \text{ cm}^2 = 25 \times 15$



Est.  $\frac{1}{2}$  @ 15 cm

Com. robación por adherencia.

$\mu_u = \frac{6.4 \times 200}{1.95} = 95.25 \text{ Kg/cm}^2$

$\mu_u = 56 \text{ Kg/cm}^2$  Máxima permisible.

$E_o = \frac{2850}{0.85 \times 56 \times 0.875 \times 23} = 2.7 \text{ cm}$

Perímetro =  $3.1416 \times 0.875 \times 3 = 8.25 \text{ cm} > 2.7 \text{ cm.}$

Refuerzo atensión diagonal.

$$V_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{2850}{15 \times 25} = 7.6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_c = 0.5 \beta \sqrt{f'c} = 0.5 \times 0.85 \sqrt{200} = 6.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_s = \frac{1425 \times 4}{8 \times 25 \times 15} = 1.9 \text{ Kg}$$

$$\frac{z}{175} = \frac{1.565}{5.7}$$

$$z = \frac{1.565 \times 175}{5.7} = 48 \text{ cm}$$

Por especificación los estribos serán de  $\frac{1}{4}$ " @ 15 cm

CALCULO DE COLUMNA - MARCO TRANSVERSAL.

Datos:

$P_u = 10\,500 \text{ Kg}$

$t_s = 50 \text{ cm}$

$d = 45 \text{ cm}$

$M = 500 \text{ Kg/m}$

$F.S. = 1.8$

$e = 54 \text{ cm}$

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

$b = 25 \text{ cm}$

$f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$

$d' = 5 \text{ cm}$

$$P_u = \beta \left[ 0.85 f'c b d \left( -\rho + 1 - e'/d + \sqrt{(1 - e'/d)^2 + 2\rho [m' (1 - d'/d) + e'/d]} \right) \right]$$

$$e' = e + \frac{d - d'}{2} = 54 + \frac{45 - 5}{2} = 74 \text{ cm}$$

$$P_u = 10500 \times 1.8 = 18900 \text{ Kg}$$

$$\frac{e'}{d} = \frac{74}{45} = 1.64, \quad (1 - e'/d)^2 = (1 - 1.64)^2 = 0.409 = 0.41$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'c} = \frac{4000}{0.85 \times 200} = 23.529$$

$$m - 1 = m' = 23.529 - 1 = 22.529$$

$$\frac{d'}{d} = \frac{5}{45} = 0.111$$

$$0.85 f'c b d = 0.85 \times 200 \times 25 \times 45 = 191250$$

Sustituyendo valores tenemos:

$$18900 = 0.70 \left[ 191250 \left( -p - 0.64 + \sqrt{0.41 + 2p (22.52y \times 0.8889 + 1.54)} \right) \right]$$

$$18900 = 133875 (-p - 0.64 + \sqrt{0.41 + 40.05 p})$$

$$0.14117 = -p - 0.64 + \sqrt{0.41 + 40.05 p}$$

$$0.781 = \sqrt{0.41 + 40.05 p} - p$$

$$\text{Si } p = 0.010$$

$$0.781 = \sqrt{0.41 + 40.05 \times 0.01} - 0.01 = 0.893$$

$$As = pbd = 0.01 \times 25 \times 45 = 11.25 \text{ cm}^2$$

con 3  $\phi$  # 7

Determinación del tipo de falla.

$$eb = (0.20 + 0.77 ptm)t$$

$$pt = \frac{23.22}{25 \times 50} = 0.0185 \quad ; \quad m = 23.529$$

$$eb = (0.20 + 0.77 \times 0.0185 \times 23.529) 50 = 26.74 \text{ cm} < 54 \text{ cm}$$

$\therefore$  falla a tensión.

Cálculo de estribos. Especificaciones.

Para los barros del armado principal mayores del # 5 y no menos de 4 varillas se armará con barros no menores del No. 2 espaciadas a la distancia menor de las siguientes condiciones:

- 1.- 16 veces el diámetro del refuerzo principal =  $16 \times 2.22 = 35.52 \text{ cm}$ .
- 2.- 48 veces el diámetro del propio estribo =  $48 \times 0.63 = 30.72 \text{ cm}$
- 3.- La mínima dimensión transversal de la columna =  $25 \text{ cm}$

Por lo tanto se armará con estribos del No. 2 @ 25 cm

CALCULO DE COLUMNA MARCO LONGITUDINAL.

Datos:

$p = 2850 \text{ Kg}$

$t = 25 \text{ cm}$

$M = 673 \text{ Kg-m}$

$d = 20 \text{ cm}$

$e = 0.24 \text{ cm}$

$F.S. = 1.8 \text{ cm}$

$b = 50 \text{ cm}$

$F'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$

$d' = 5 \text{ cm}$

$f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$

$f_s = 2000 \text{ Kg/cm}^2$

$$P_u = \beta \left[ 0.85 f'c b d \left( -p + 1 - e'/d + \sqrt{(1 - e'/d)^2 + 2p \left[ m' (1 - d'/d) + e/d \right]} \right) \right]$$

$$e' = e + \frac{d - d'}{2} = 24 + \frac{20 - 5}{2} = 31.5 \text{ cm}$$

$P_u = 2850 \times 1.8 = 5130 \text{ Kg.}$

$$\frac{e'}{d} = \frac{31.5}{20} = 1.575 ; (1 - e'/d)^2 = (1 - 31.5/20)^2 = 0.33$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'c} = \frac{4000}{0.85 \times 200} = 23.529$$

$$m' = m - 1 = 23.529 - 1 = 22.529$$

$$\frac{d'}{d} = \frac{5}{20} = 0.25$$

$$\beta \times 0.85 \times f'c \times b d = 0.7 \times 0.85 \times 200 \times 50 \times 20 = 119000$$

Sustituyendo valores tenemos:

$$5130 = 119000 \left( -p - 0.575 + \sqrt{0.33 + 2p (16.897 + 1.575)} \right)$$

$$0.043 = -p - 0.575 + \sqrt{0.33 + 36.944 p}$$

$$0.618 = \sqrt{0.33 + 36.944 p} - p ; \text{ si } p = 0.01$$

$$0.618 = \sqrt{0.33 + 36.944 \times 0.01} - 0.01 = 0.82$$

$$A_s = 0.01 \times 20 \times 50 = 10.00 \text{ cm}^2$$

3  $\beta$  # 6

Determinación del tipo de falla:

$$e_b = (0.20 + 0.77 p_t m) t$$

$$p_t = \frac{17.20}{25 \times 50} = 0.013 ; m = 23.529$$

$$e_b = (0.20 + 0.77 p_t m) t$$

$$e_b = (0.20 \times 0.77 \times 0.013 \times 23.529) 25 = 5 \text{ cm} < 24 \text{ cm}$$

Por lo tanto falla a tensión.

Cálculos de estribos.

1.-  $16 \times 1.91 = 30.56$

2.-  $48 \times 0.64 = 30.72 \text{ cm}$

3.-  $25 \text{ cm} = 25 \text{ cm}$

Se armará con estribos del No. 2 @ 25 cm.

## ALTERNATIVA II.

### ANÁLISIS DE CARGA.

En la mayor parte de las estructuras, es usual considerar en su análisis de cargas tres tipos de ellas:

C. Vivas, C. Muertas y C. Accidentales.

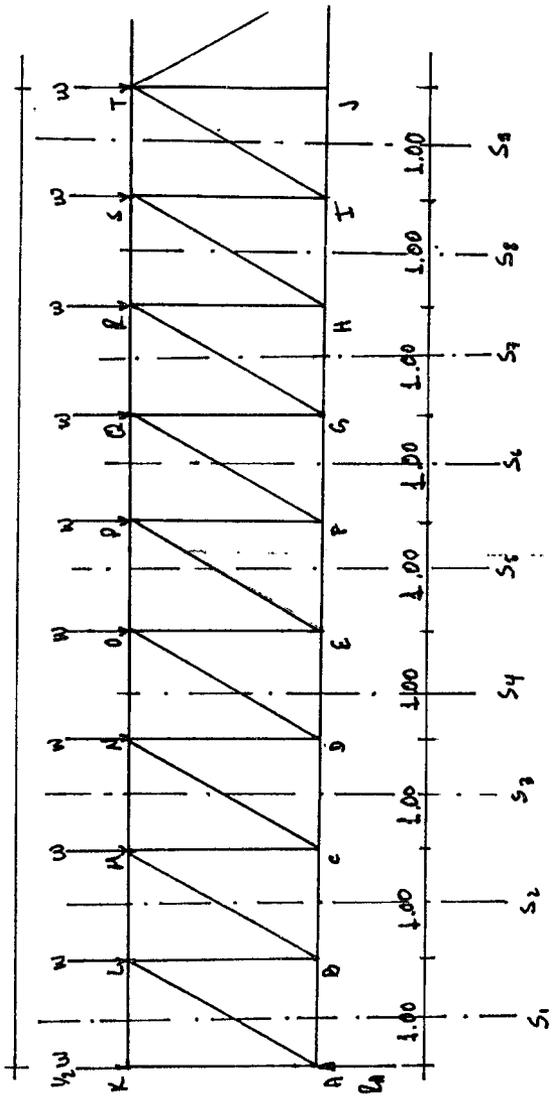
Entre las cargas muertas es aceptable considerar a todas aquellas que actúan permanentemente en una construcción, y deberán considerarse como tales los pesos de los materiales y las instalaciones, la reacción del suelo, empujes de tierra e hidrostáticos y subpresión. Su intensidad va en función de las dimensiones de los elementos de la estructura y de los materiales que forman dichos elementos.

Cargas vivas son todas aquellas que gravitan en una construcción en una forma no permanente. Su intensidad está en función del uso a que se les destina.

Entre las cargas accidentales consideramos aquellas que actúan en forma irregular como son las ocasionadas por el viento, sismo y los materiales y equipo y personal obrero que se encuentra trabajando en el montaje y construcción.

Para poder determinar la intensidad de la carga muerta que está actuando en nuestra estructura es preciso definir las dimensiones de los elementos que la forman y sus características principales, para valorar el peso propio usaremos un método de tanteos.

4/2



5 feet

## Cálculo de la Armadura.

Usaremos el método de secciones par. resolver la armadura.

Reacciones; por ser simétrica  $R_a = R_z$

$$R_a = \frac{W_L}{2} = \frac{18 W}{2} = 9 W$$

$W$  es la carga total que resiste la estructura y todo este cálculo estará en función de  $W$

### SECCION 1

$$\sum F_y = 9 W - 0.5 W - \overline{AL} \text{ Sen } \theta = 0$$

$$h_{AL} = 1^2 + 1.75^2 = 2.015$$

$$\text{Sen } \theta = \frac{1.75}{2.015}$$

$$\overline{AL} = \frac{8.5 \times 2.015}{1.75} W = 9.787 W \text{ (comp.)}$$

$$\sum F_x = \overline{AB} - \overline{AL} \cos \theta = 0$$

$$\overline{AB} = \frac{8.5 \times 2.015}{1.75} - \frac{1}{2.015} W = 0$$

$$\overline{AB} = \frac{8.5}{1.75} = 4.857 \text{ (ten)}$$

Siguiendo el mismo procedimiento tendremos:

### SECCION 2

$$\overline{LM} = 4.857 W \text{ (comp.)}$$

$$\overline{BM} = 6.513 W \text{ (comp.)}$$

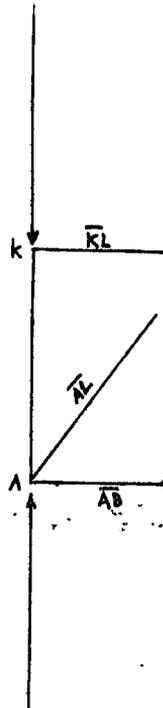
$$\overline{BC} = 9.142 W \text{ (tens.)}$$

### SECCION 3

$$\overline{MV} = 9.142 W \text{ (comp.)}$$

$$\overline{CN} = 7.484 W \text{ (comp.)}$$

$$\overline{CD} = 12.857 W \text{ (tens.)}$$



SECCION 4

$$\overline{NO} = 12.857 \text{ W (comp)}$$

$$\overline{DO} = 6.332 \text{ W (comp)}$$

$$\overline{DE} = 16.00 \text{ W (tens)}$$

SECCION 5

$$\overline{OP} = 16.00 \text{ W (comp)}$$

$$\overline{EP} = 5.181 \text{ W (comp)}$$

$$\overline{EF} = 18.570 \text{ W (tens)}$$

SECCION 6

$$\overline{PQ} = 18.570 \text{ W (comp)}$$

$$\overline{FQ} = 4.030 \text{ W (comp)}$$

$$\overline{FG} = 20.570 \text{ W (tens)}$$

SECCION 7

$$\overline{QR} = 20.570 \text{ W (comp)}$$

$$\overline{GR} = 2.878 \text{ W (comp)}$$

$$\overline{GH} = 22.000 \text{ W (tens)}$$

SECCION 8

$$\overline{RS} = 22.000 \text{ W (comp)}$$

$$\overline{HS} = 1.151 \text{ W (comp)}$$

$$\overline{HI} = 22.857 \text{ W (tens)}$$

SECCION 9

$$\overline{ST} = 22.857 \text{ W (comp)}$$

$$\overline{IT} = 0.575 \text{ W (comp)}$$

$$\overline{IJ} = 23.142 \text{ W (tens)}$$

PERFIL	AREA	r	L=1.00	L=1.75	L=2.015	P=1.00	P=1.75	P=2.015
3" x 5/8"	21.68 Cm <sup>2</sup>	2.24	1132.23	992.48	924.87	24546.00	21516.00	20051.00
3" x 3/8"	13.61	2.31	1136.28	1004.86	941.29	15465.00	13676.00	12811.00
3" x 5/16"	11.48	2.34	1137.90	1009.80	947.88	13063.00	11593.00	10881.00
3" x 1/4"	9.24	2.36	1138.90	1013.04	952.14	10581.00	9411.00	8845.00
2½" x 3/8"	11.16	1.91			821.59			9168.94
2½" x 5/16"	9.48	1.93			829.39			7862.63
2½" x ¼"	7.66	1.96			840.65			6456.19
2½" x 3/16"	5.81	1.98			847.87			4926.14

$$\sigma = 1200 - 0.034 \frac{L}{r}^2$$

Para ST, usaremos ángulo de 3" x 5/8"  
 Para AL, usaremos ángulo de 2½" x 3/8"

TRABE I ( CUBIERTA ALDADOR )

$$A_1 = \frac{4 \times 2}{2} = 4 \text{ m}^2$$

$$W_{pp} = 0.60 \times 0.25 \times 2400 = 360$$

CARGA REPARTIDA.

$$W = 2A_1 \times 0.20 \times 2400/4 = 8 \times 0.20 \times 600 = 960 \text{ Kg/m}$$

CARGA CONCENTRADA.

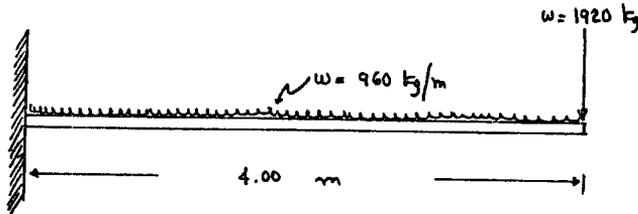
$$C_c = 2 A_1 \times 0.20 \times 2400/2 = 1920 \text{ Kg.}$$

MON. EMPOTRAMIENTO POR CARGA REPARTIDA.

$$M_E = \frac{1320 \times 4^2}{3} = 7040 \text{ Kg-m}$$

CARGA CONCENTRADA.

$$M_c = 1920 \times 4 = 7680 \text{ Kg-m}$$



DISEÑO DE VIGA.

$$M_t = 14720 \text{ Kg/m}$$

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

$$f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

Considerando  $q = 0.18$

usaremos  $p = 0.18 f'_c / f_y$  (fijado por el reglamento)

$$p = \frac{0.18 \times 200}{4000} = 0.009$$

$$\text{si } b = 20 \text{ cm ; } d^2 = \frac{M_t}{\phi b f'_c q (1 - 0.59q)} = \frac{14720 \times 1.8}{0.9 \times 20 \times 200 \times 0.18 (1 - 0.59 \times 18)}$$

$$d^2 = \frac{35.55}{0.0938} = 39.7795 \text{ cm}^2 ; \quad d = 63.1 \text{ cm}$$

$$\text{si } h = 25 ; \quad d^2 = \frac{14720 \times 1.8}{0.9 \times 25 \times 200 \times 0.18 (1 - 0.59 \times 0.18)} = 3659.77 \text{ cm}^2$$

$$d = 56.5 \text{ cm.}$$

$$A_1 = p d b = 0,009 \times 25 \times 56,5 = 13,61 \text{ cm}^2$$

$$5 \text{ } \phi \text{ } 6/8 = 14,33 \text{ cm}^2$$

TRABE # 2

$$A_3 = \frac{2 \times 1}{2} = 1 \text{ m}^2$$

$$W_{pp} = 0,40 \times 0,15 \times 2400 = 144 \text{ Kg-m}$$

$$W = 2 \times 0,20 \times 2400/2 = 480 \text{ Kg-m}$$

$$C_c = 2 A_2 \times 0,20 \times 2400/2 = 1440 \text{ Kg}$$

$$A_2 = \frac{(4+2) \times 1}{2} = 3 \text{ m}^2$$

$$M_w = \frac{624 \times 2^2}{3} = 832 \text{ Kg-m en el empotramiento}$$

$$M_{C_c} = 1440 \times 2 = 2880 \text{ Kg-m}$$

DISEÑO

$$M_t = 3712 \text{ Kg-m}$$

$$d^2 = \frac{3712 \times 1,8}{0,9 \times 15 \times 200 \times 0,18 (0,8938)} = 1540,2 \text{ cm}^2$$

$$d = 39,2 \text{ cm}$$

$$A_s = 0,009 \times 15 \times 39,2 = 5,29 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ } \phi \text{ } 6/8 = 5,73 \text{ cm}^2$$

TRABE # 3

$$W_{pp} = 0,20 \times 0,15 \times 2400 = 72$$

$$W = (A_1 + A_2) \times 2400 \times 0,20/4 = 7 \times 120 = 840 \text{ Kg/m}$$

$$M = \frac{W L^2}{2} = \frac{912 \times 4^2}{2} = 1216 \text{ Kg-m}$$

DISEÑO.

$$\text{Si } b = 15$$

$$d^2 = \frac{1216 \times 1,8 \times 100}{0,9 \times 15 \times 200 \times 0,18 \times 0,8938} = 503,88 \text{ cm}^2$$

$$d = 22,5 \text{ cm}$$

$$A_s = 0,009 \times 15 \times 22,5 = 3,03 \text{ cm}^2$$

$$3 \text{ } \phi \text{ } 4/8 = 3,8 \text{ cm}^2$$

TRAPES 4 y 5

$$W = \frac{4 \times 2400 \times 0,20}{4} = 480 \text{ kg/m}$$

$$W_{pp} = 0,15 \times 0,20 \times 2400 = 72 \text{ kg/m}$$

$$i = \frac{552 \times 4^2}{12} = 736 \text{ kg-m}$$

$$d^2 = \frac{73600 \times 1,0}{0,9 \times 15 \times 200 \times 0,18 \times 0,8938} = 304,88 \text{ cm}^2$$

$$d = 17,46 \text{ cm}$$

$$A_s = 0,009 \times 15 \times 17,46 = 2,35 \text{ cm}^2$$

$$\rho \beta \frac{4}{9} = 2,53 \text{ cm}^2$$

COLUMNA CUBIERTA APDADOR.

$$P = W_{T1} + W_{T2} + W_{T3}$$

$$P = 16200 + 2688 + 3624 = 12532 \text{ Kg}$$

$$W_{T1} = 360 \times 4 + 960 \times 4 + 1920 = 1440 + 3840 + 1920 = 6200 \text{ Kg-}$$

$$W_{T2} = 144 \times 2 + 480 \times 2 + 1440 = 288 + 960 + 1440 = 2688 \text{ Kg}$$

$$W_{T3} = 72 \times 4 + 840 \times 4 = 288 + 3360 = 3648 \text{ Kg}$$

$$M = M_{T1} - M_{T2} = 14720 - 3717 = 11003 \text{ Kg-m}$$

$$e = \frac{M/P}{12532} = 0,878 \text{ m}$$

suponiendo una escaudra

$$25 \times 40 \text{ cm.}$$

$$R_v = \beta (0,85 f' c b d) \left( -p + 1 - e'/d + \sqrt{(1 - e'/d)^2 + 2p(m(1 - d'/d) + e'/d)} \right)$$

$$d = t - 5 = 35$$

$$e' = e + \frac{d - d'}{2} = 88 + 15 = 103$$

$$\frac{e'}{d} = \frac{103}{35} = 2,94$$

$$\left( \frac{1-e'/d}{d} \right) = -1.94$$

$$m = \frac{4000}{0.85 \times 200} = 23.52$$

$$0.85 P'cbd = 148750$$

$$m' = 22.52$$

$$\frac{d'}{d} = \frac{5}{35} = 0.143$$

$$1.8 \times 12532 = 104125 \left( -p - 1.94 + \sqrt{3.76 + 2p(19.29 + 2.94)} \right)$$

$$0.2166 = -p - 1.94 + \sqrt{3.76 + 38.58p + 5.88p^2}$$

$$2.1566 = -p + \sqrt{3.76 + 44.46p^2}$$

$$\text{Si } p = 0.01$$

$$2.1566 = 0.01 + 2.05 = 2.06$$

$$\text{Si } p = 0.02$$

$$= 0.02 + \sqrt{3.76 + 44.46 \times 0.02} = 2.176$$

$$\text{Si } p = 0.018$$

$$= 0.018 + \sqrt{3.76 + 44.46 \times 0.018} = 2.1566$$

$$p = Ae/bd \quad \therefore Ae = pbd = 0.018 \times 25 \times 35 = 15.75 \text{ cm}^2$$

$$8 \text{ } \delta \text{ } 5/8 = 15.88 \text{ cm}^2$$

$$P_t = \frac{31.76}{25 \times 40} = 0.0317$$

$$P_{t_m} = 0.0317 \times 23.52 = 0.7461$$

$$e_b = (0.20 + 0.77 P_{t_m})t$$

$$db = 31.00 < 87$$

ALTERNATIVA III

Para la viga T-1

Datos:  $w = 792 \text{ Kg/m}^2$

$l = 6.00 \text{ m}$

Areas tributarias de losa =  $8.84 + 8.51 = 17.35 \text{ m}^2$

$W_1 = \frac{17.35 \times 792}{6.00} = 2290 \text{ Kg/m}$

$W_{pp} = 0.20 \times 0.30 \times 2400 = 144 \text{ Kg/m}$

$W_t = 2434 \text{ Kg/m}$

Para la viga T-2

Datos:  $w = 792 \text{ Kg/m}^2$

$L = 5.00 \text{ m}$

Areas tributarias de losa =  $6.76 + 6.25 = 13.01 \text{ m}^2$

$W_1 = \frac{13.01 \times 792}{5.00} = 2061 \text{ Kg/m}$

$W_{pp} = 0.20 \times 0.30 \times 2400 = 144 \text{ Kg/m}$

$W_t = 2205 \text{ Kg/m}$

Para la viga T-3

Datos:

$w = 792 \text{ Kg/m}^2$

$l = 3.40 \text{ m}$

Areas tributarias de losa =  $3.24 + 2.89 = 6.13 \text{ m}^2$

$W_1 = \frac{6.13 \times 792}{3.4} = 1428 \text{ Kg/m}$

$W_{pp} = 0.20 \times 0.30 \times 2400 = 144 \text{ Kg/m}$

$W_t = 1572 \text{ Kg/m}$

Para columna:

$$\begin{aligned} \text{Viga } T_1 &= 2434 \text{ Kg/m} \times 3.00 \text{ m} = 7302 \text{ Kg} \\ \text{Viga } T_2 &= 2205 \text{ Kg/m} \times 2.50 \text{ m} = 5512 \text{ Kg} \\ \text{Viga } A &= 1967 \text{ Kg/m} \times 2.20 \text{ m} = 4327 \text{ Kg} \\ \text{Viga } B &= 2403 \text{ Kg/m} \times 3.00 \text{ m} = 7209 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$W_t = 24,350 \text{ Kg} \quad \text{Máxima de diseño.}$$

Para Zapata = A:

$$\begin{aligned} \text{Carga sobre columna} &= 24,350 \text{ Kg} \\ W_{pp} \text{ de columna} &= 0.4 \times 2400 \times 4.00 = 1536 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$W_t = \frac{25886 \text{ Kg}}{1} = 26,000 \text{ Kg}$$

Para zapata B:

$$W = \frac{792 \times 5.29}{3.10} = 1352 \text{ Kg/m}$$

$$W_{pp} = 0.20 \times 0.30 \times 2400 = 144 \text{ Kg/m}$$

$$\frac{1496 \text{ Kg/m} \times 1.55 \times 2}{1} = 4638 \text{ Kg}$$

$$W_B = \frac{792 \times 14.62}{6} = 1930 \text{ Kg/m}$$

$$W_{pp} = 0.20 \times 0.30 \times 2400 = 144 \text{ Kg/m}$$

$$\frac{2074 \text{ Kg/m} \times 3.00 \text{ m}}{1} = 6222 \text{ Kg}$$

$$W_1 = \frac{792 \times 13.80}{6} = 1822 \text{ Kg/m}$$

$$W_{pp} = 0.20 \times 0.30 \times 2400 = 144 \text{ Kg/m}$$

$$\frac{1966 \text{ Kg/m} \times 3.00 \text{ m}}{1} = 5898 \text{ Kg}$$

Carga sobre columna = 16,758 Kg

$$W_{pp} \text{ de columna} = 1,536$$

$$W_t = 18,294 \text{ Kg} = 18,000 \text{ Kg}$$

Para zapata C:

$$W_1 = \frac{792 \times 7.31}{6.00} = 965 \text{ Kg/m}$$

$$W_{pp} = 0.20 \times 0.30 \times 2400 = 144 \text{ Kg/m}$$

$$W = 1109 \text{ Kg/m} \times 3.00 = 3327 \text{ Kg}$$

$$W_1 = \frac{792 \times 6.90}{6.00} = 911 \text{ Kg/m}$$

$$W_{pp} = 0.20 \times 0.30 \times 2400 = 144 \text{ Kg/m}$$

$$W = 1055 \text{ Kg/m} \times 3.00 = 3165 \text{ Kg}$$

$$W_1 = \frac{792 \times 5.29}{3.10} = 1352 \text{ Kg/m}$$

$$W_{pp} = 0.20 \times 0.30 \times 2400 = 144 \text{ Kg/m}$$

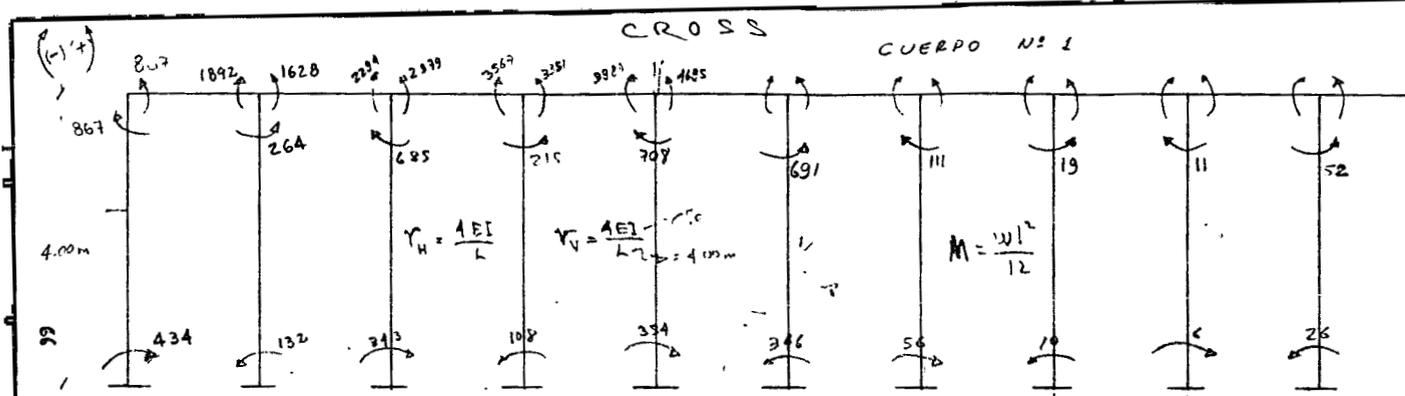
$$W = 1496 \text{ Kg/m} \times 1.55 = 2319 \text{ Kg}$$

Carga sobre Columna = 8811 kg

Wpp. de Columna = 1536 kg

WT = 10,347 kg

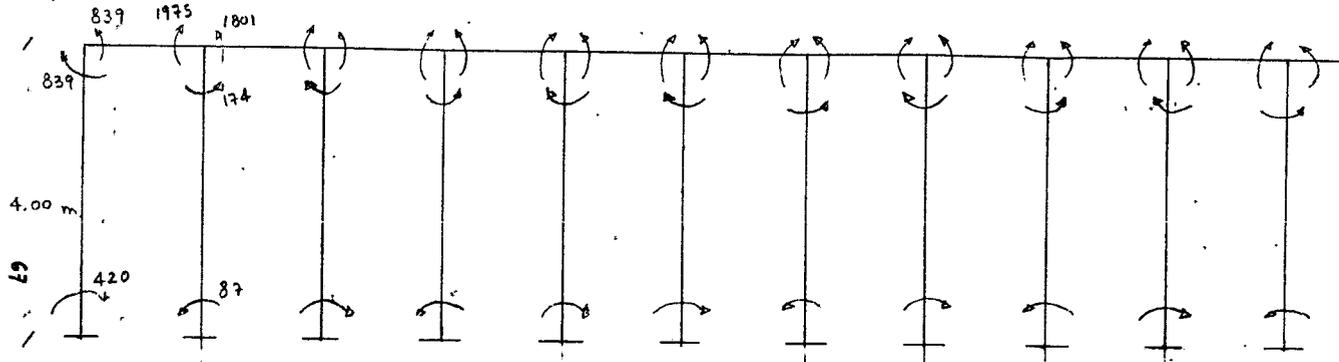
WT = 10,000 kg



L	3.60	3.60	4.60	4.60	5.20	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60
W	1572	1572	1967	1967	2205	1967	1967	1967	1967	1967
$V_H$	1.11	1.11	0.87	0.87	0.87	0.77	0.87	0.87	0.87	0.87
$V_V$	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
$f.d.H$	0.53	0.34 0.35	0.37 0.29	0.32 0.32	0.33 0.29	0.19 0.33	0.32 0.32	0.32 0.32	0.32 0.32	0.32 0.32
$f.d.V$	0.47	0.31	0.34	0.36	0.38	0.38	0.36	0.36	0.36	0.36
M	1698	-1698 1698	-1698 3468	-3468 3468	-3468 4969	-4969 3468	-3468 3468	-3468 3468	-3468 3468	-3468 3468
1° D <sub>H</sub>	-900		-655 -513	0 0	-495 -435	435 495	0 0	0 0	0 0	0 0
1° D <sub>V</sub>	-378		-602	0	-571	571	0	0	0	0
T	0	-450 -328	0 0	257 248	0 218	-218 0	248 0	0 0	0 0	0 0
2° D <sub>H</sub>	0	265 272	0 0	162 161	-72 -63	63 72	-80 -79	0 0	0 0	0 0
2° D <sub>V</sub>	0	241	182	83	83	-89	0	0	0	0
T	133	0 0	136 81	0 -36	81 32	-32 -40	36 0	-40 0	0 0	0 -131
3° D <sub>H</sub>	-70	0 0	-80 -63	12 11	-37 -33	21 24	-12 -11	13 13	0 0	42 42
3° D <sub>V</sub>	-63	0	-74	13	-42	27	-13	14	0	47
T	0	-35 -40	0 6	-32 -19	6 11	-17 -6	12 7	-6 0	7 21	0 0
4° D <sub>H</sub>	0	26 26	-2 -2	16 16	-6 -5	7 8	-6 -6	2 2	-9 -9	0 0
4° D <sub>V</sub>	0	23	-2	18	-6	8	-7	2	-10	0
5° D <sub>H</sub>	13	0 -1	13 8	-1 -3	8 4	-3 -3	4 1	-3 -5	1 0	-5 -9
5° D <sub>V</sub>	-7	0 1	-8 -6	1 1	-4 -3	2 2	-2 -1	3 2	0 0	5 4
6° D <sub>H</sub>	-6	0	-7	2	-6	2	-2	3	-1	5

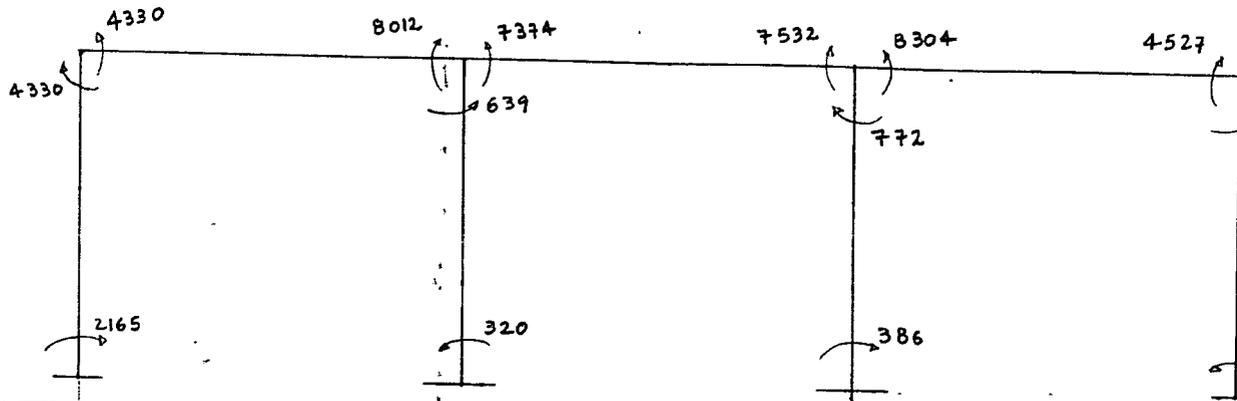
(-1+)

CUERPO N° 2



L	3.60	3.75	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	5.20	4.60	4.60	3.60
w	1572	1632	1967	1967	1967	1967	1967	2205	1967	1967	157
ΓH	1.11	1.11 1.07	1.07 0.87	0.87 0.87	0.87 0.87	0.87 0.87	0.87 0.87	0.87 0.77	0.77 0.87	0.87 0.87	0.87 1.11
ΓV	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
f.d.H	0.53	0.35 0.34	0.36 0.30	0.32 0.32	0.32 0.32	0.32 0.32	0.32 0.37	0.33 0.29	0.29 0.33	0.32 0.32	0.29 0.37
f.d.V	0.47	0.31	0.34	0.36	0.36	0.36	0.36	0.38	0.38	0.36	0.34
M	1698	-1698 1913	-1913 3469	-3469 3469	-3469 3469	-3469 3469	-3469 3469	-3469 4969	-4969 3469	-3469 3469	-3469 1698
1° D H	-900	-75 -73	-560 -467	0 0	0 0	0 0	0 0	-495 -435	-435 495	0 0	514 655
2° D V	-798	-67	-529	0	0	0	0	570	570	0	602
T	-38	-450 -780	-37 0	-234 0	0 0	0 0	0 -248	0 218	-218 0	248 252	0 0
2° D H	20	256 248	13 11	75 75	0 0	0 0	79 79	-72 -63	63 72	-162 -162	0 0
2° D V	18	226	13	84	0	0	90	-83	83	-181	0
T	128	10 7	124 38	6 0	38 0	0 40	0 -36	40 32	-32 -81	36 0	-81 -136
3° D H	-68	-6 -6	-58 -49	-2 -2	-12 -12	-13 -13	11 12	-24 -21	-33 37	-11 -12	63 80
3° D V	-60	-5	-55	-2	-14	-14	13	-27	43	-13	74
T	-3	-34 -29	-3 -1	-24 -6	-1 -6	-6 5	-6 -12	6 16	-10 -5	18 31	-6 0
4° D H	2	22 21	2 1	10 9	2 2	0 0	6 6	-7 -7	4 5	-15 -16	2 2
4° D V	1	20	1	11	3	1	6	-8	6	-18	2

CUERPO N.º 2



89

L		6.00		6.00		6.00	
W		2336		2403		2434	
F.H.	0.67		0.67	0.67		0.67	0.67
F.V.	1.0		1.0	1.0		1.0	1.0
f.d.H.	0.40		0.29	0.28		0.29	0.28
f.d.V.	0.60		0.43	0.43		0.43	0.40
M	7008		-7008	7209		-7209	7302
1ª D.H.	-2803		-58	-56		-27	-26
1ª D.V.	-4205		-87			-40	
T	-29		-1402	-14		-28	1461
2ª D.H.	12		411	397		-416	-401
2ª D.V.	17		609			-616	
T	206		6	-208		199	3
3ª D.H.	-82		59	56		-59	-56
3ª D.V.	-124		87			-87	
T	30		-41	-30		128	40
4ª D.H.	-12		21	20		-20	-19
4ª D.V.	-18		30			-29	
Σ M.H.	1320						
							17



CUERPO N° 2

MOMENTOS FLEXIONANTES EN VIGAS

T<sub>1</sub> 8,304 - 4

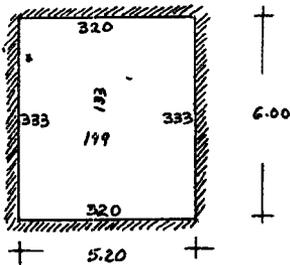
T<sub>2</sub> 4,711 - 2

T<sub>3</sub> 2,294 -

	926	1040	1860	1860	1860	1860	1860	3173	1860	1860	1860	926										
	3426	6486	6864	7173	7173	7173	7173	7302	7302	7173	6795											
	839	1975	1801	2432	3002	3633	3545	3447	3453	3488	3501	3379	3270	4021	4201	4694	3392	3355	3567	2977	2299	1628
70	3322	6297	6711	7053	7053	7053	7053	7209	7209	7053	6636											
	1441	1633	3049	3049	3049	3049	3049	4440	3049	3049	1441											
	3165	5979	6456	6946	6846	6846	6846	6846	7098	7098	6846	6372										
	623	711	1367	1367	1367	1367	1367	1846	1267	1267	1267	623										

LOSA I

DISEÑO DE LOSAS MACISAS.



$$a_1 = 6.00 \text{ mts.}$$

$$a_2 = 5.20 \text{ mts.}$$

$$a_2/a_1 = 0.87 = 0.90$$

$$W = 792 \text{ kg/m}^3$$

$$M = (c) (w) (a_1)^2 (10)^{-4}$$

$$M_1 = 333 \times 792 \times 5.2^2 \times 10^{-4} = 713 \text{ Kg-M}$$

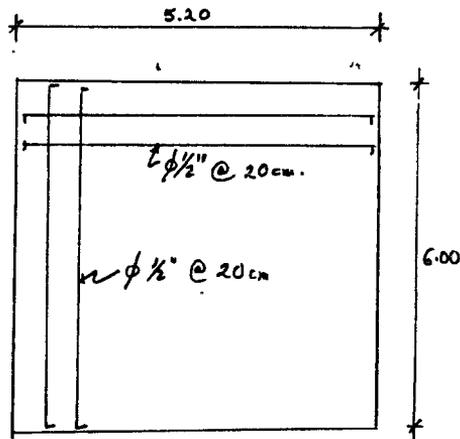
$$M_2 = 320 \times 792 \times 6.00^2 \times 10^{-4} = 913 \text{ Kg-M} = 91,300 \text{ Kg-cms.}$$

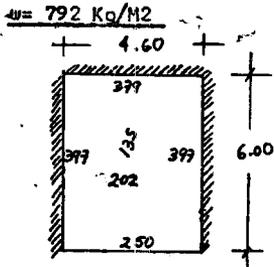
$$d = \sqrt{M/R_b} = \sqrt{\frac{91,300}{11,716 \times 100}} = 8.83 \approx 9 \text{ cms.}$$

$$h = d + r = 9 + 3 = 12 \text{ cms.}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{91,300}{2,000 \times 0.904 \times 9} = 5.62 \text{ cm}^2/\text{M.L.}$$

$$A = 6.33 \text{ cm}^2 \quad 5 \phi \text{ N}^{\circ} 4 \text{ por cada M.L.}$$





$$a_1 = 6.00 \text{ mts.}$$

$$a_2 = 4.60 \text{ mts.}$$

$$a_2/a_1 = 0.77 \pm 0.80$$

$$M_1 = 397 \times 792 \times 4.60^2 \times 10^{-4} = 666 \text{ Kg-mts}$$

$$M_2 = 379 \times 792 \times 6.00^2 \times 10^{-4} = 1,081 \text{ Kg-mts}$$

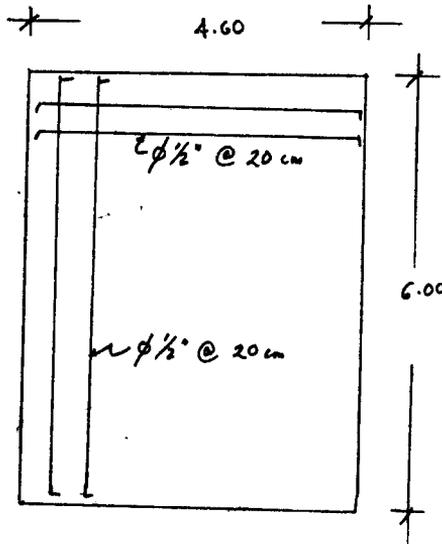
$$d = \sqrt{M/Rb} = \sqrt{\frac{108,100}{11,716 \times 100}} = 9.61 \pm 10 \text{ cms}$$

$$h = d + r = 10 + 3 = 13 \text{ cms.}$$

$$A_s = M / f_s j d = \frac{108,100}{2,000 \times 0.904 \times 10} = 5.98 \text{ cms}^2 / \text{M.L.}$$

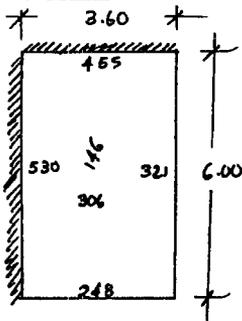
$$5 \phi \# 4 / \text{M.L.}$$

$$A = 5.33 \text{ cms}^2$$



LOSA 3

$$w = 792 \text{ Kg/cm}^2$$



$$a_1 = 6.00 \text{ mts}$$

$$a_2 = 3.60 \text{ mts.}$$

$$a_2/a_1 = 0.60$$

$$M1 = 530 \times 792 \times 3.60^2 \times 10^{-4} = 544 \text{ Kg-M}$$

$$M2 = 455 \times 792 \times 6.00^2 \times 10^{-4} = 1,298 \text{ Kg-M} = 129,800 \text{ Kg-cms}$$

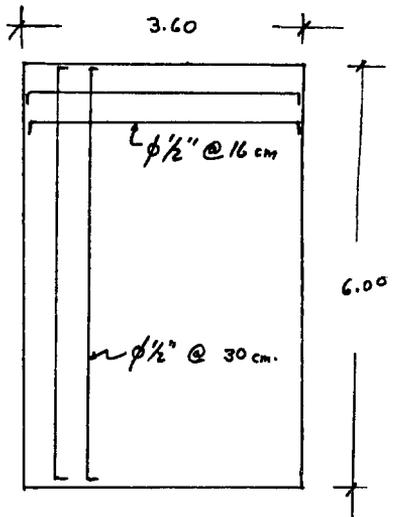
$$d = \sqrt{M/Rb} = \sqrt{\frac{129,800 \text{ Kg-cms.}}{11,716 \times 100}} = 10.53 \approx 11 \text{ cms.}$$

$$h = d + r = 11 + 3 = 14 \text{ cms.}$$

$$A_s = M/f_s j d = \frac{129,800}{2,000 \times 0.904 \times 11} = 6.53 \text{ cms}^2$$

6  $\phi$  # 4/M.L.

$$A = 7.60 \text{ cms}^2$$



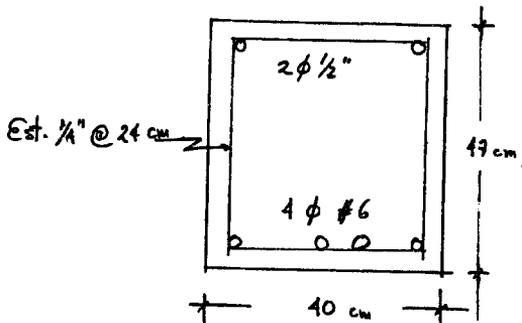
DISEÑO ELASTICO DE VIGAS.

$w = 2,434 \text{ Kg/m}$   
 $M = 8,403 \text{ Kg-m} = 830,400 \text{ Kg-cm}$   
 $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$   
 $f's = 2,000 \text{ Kg/cm}^2$   
 $K = 0,288$   
 $j = 0,904$   
 $R = 11,716 \text{ Kg/cm}^2$

$$d = \sqrt{\frac{M}{R \cdot b}} = \sqrt{\frac{830,400}{11,716 \times 40}} = \sqrt{1,772} = 42,09 \approx 42 \text{ cm}$$

$$As = \frac{M}{f's \cdot j \cdot d} = \frac{830,400}{2,000 \times 0,904 \times 42} = 10,94 \text{ cm}^2$$

4  $\phi$  # 6  $A = 11,46 \text{ cm}^2$



ESTRIBOS.

$$Visost = \frac{w \cdot l}{2} = \frac{2,434 \times 6,00}{2} = 7,302 \text{ Kg}$$

$$Whip = \frac{M1 + M2}{L} = \frac{8,304 - 4,527}{6,00} = 629,5 \approx 630 \text{ Kg}$$

$$V \text{ tot} = Visost + V \text{ hip} = 7,302 + 630 = 7,932 \text{ Kg}$$



$$v_u = \frac{V}{b_j d} = \frac{7,932}{30 \times 0,904 \times 49} = 5,97 \text{ Kg/cm}^2$$

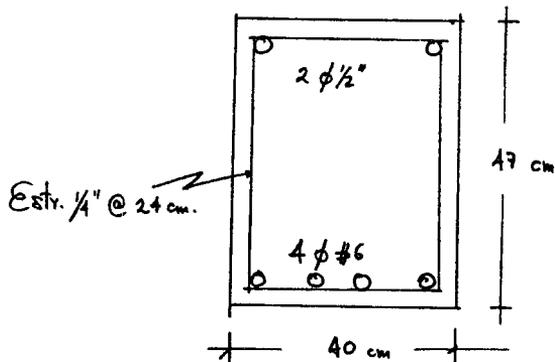
$v_c = 0,03 f'c$  (Para varillas ancladas)

$$v_c = 0,03 \times 200 = 6,00 \text{ Kg/cm}^2$$

El cortante que toma el concreto absorbe al  $v_u$ . Por lo tanto se arman por especificación:

$$\frac{d}{2} = \frac{49}{2} = 24,5 = 24 \text{ cm} ; \text{Estribos } \phi \# 2 (1/4")$$

E  $\# 2 @ 24 \text{ cm}$ .



VIGA 2

$$M = 4711 \text{ Kg-m} = 47,100 \text{ Kg-cm} ;$$

$$L = 5.20 \text{ m}$$

$$W = 2,205 \text{ Kg/m}$$

$$d = \sqrt{\frac{471,100}{11,716 \times 40}} = \sqrt{1,005.20} = 31.7 \approx 32 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{471,100}{2,000 \times 0.904 \times 32} = 8.14 \text{ cm}^2$$

$$4 \phi \# 6 \quad A = 11.46 \text{ cm}^2$$

ESTRIBOS.

$$Visost = \frac{wsl}{2} = \frac{2,205 \times 5.20}{2} = 5,733 \text{ Kg}$$

$$Vips = \frac{M_1 - M_2}{L} = \frac{4,711 - 4,695}{5.20} = 3.08 \text{ Kg} \approx 4 \text{ Kgs}$$

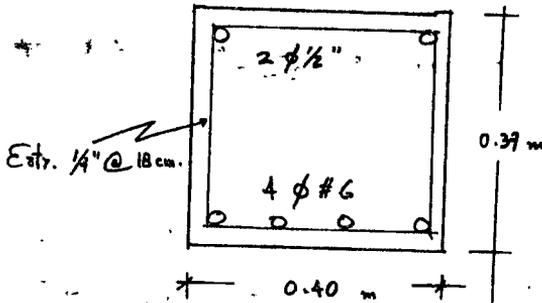
$$V_{tot} = Visost + Vhip = 5,733 + 4 = 5,737 \text{ Kg}$$

$$Vu = \frac{V}{b \cdot j \cdot d} = \frac{5,737}{30 \times 0.904 \times 37} = 5.72 \text{ Kg/cm}^2$$

$$vc = 0.03 f'c = 0.03 \times 200 = 6.00 \text{ Kg/cm}^2 ; \quad vc > vu$$

Por especificación:  $\frac{d}{2} = \frac{37}{2} = 18.5 \approx 18 \text{ cm}$

E # 2 @ 18 cm.



VIGA 3

$M = 2294 \text{ Kg-m} = 229,400 \text{ Kg-cm}$  ;  $W = 1,572 \text{ Kg/m}$   $L = 3.60 \text{ m}$

$d = \sqrt{\frac{229,400}{11,716 \times 25}} = \sqrt{73320} = 26.12 \text{ cm}$  ;  $h = 35 \text{ cm}$

$A_s = \frac{229,400}{2,000 \times 0.904 \times 28} = 4.53 \text{ cm}^2$

$4 \phi \# 4$  ;  $A = 5.08 \text{ cm}^2$

ESTRIBOS.

$V_{inst} = \frac{W L}{2} = \frac{1,572 \times 3.60}{2} = 2,829.6 = 2,830 \text{ Kg}$

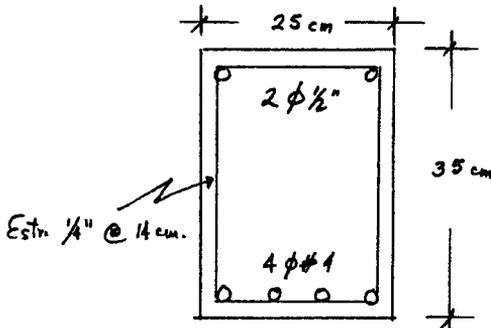
$V_{hip} = \frac{M_1 - M_2}{L} = \frac{2,294 - 1,628}{3.60} = 185 \text{ Kg}$

$V_{tot} = V_{inst} + V_{hip} = 2,830 + 185 = 3,015 \text{ Kg}$

$V_u = \frac{v}{k_j d} = \frac{3,015}{25 \times 0.904 \times 28} = 4.76 \text{ Kg/cm}^2$

$v_c = 0.03 f'c = 0.03 \times 200 = 6.00 \text{ Kg/cm}^2$  ;  $v_c > v_u$

Por especificación:  $\frac{d}{2} = \frac{28}{2} = 14 \text{ cm}$



## DISEÑO DE COLUMNAS.

### DATOS:

Dimensiones = 40 x 40 cm = 1600 cm<sup>2</sup> ( Área transversal)

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

$$fy = 4,000 \text{ Kg/cm}^2 \quad ; \quad fs = 0.40 fy = 0.40 \times 4,000 = 1,600 \text{ Kg/cm}^2$$

### COLUMNA C-1

$$P = 24,350 \text{ Kg}$$

$$M = 788 \text{ Kg-M}$$

$$P = 0.85 Ag (0.25 f'c + fs As/Ag)$$

$$As = \left( \frac{P}{0.85 Ag} - 0.25 f'c \right) Ag / fs$$

$$As = \left( \frac{24,350.00}{0.85 \times 1600} \right) - (0.25 \times 200) \quad 1600/1,600$$

$$As = (17.90 - 50.00) (1600/1,600) = - 32.10$$

Lo cual indica que el concreto absorbe totalmente la carga.

Por lo tanto se armará de acuerdo a las especificaciones con 6 varillas, - del No. 6

$$0.08 > As/Ag > 0.01 \quad ; \quad As = 17.19 \text{ cm}^2$$

$$Ag = 1600 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \frac{As}{Ag} = \frac{17.19}{1600} = 0.0107$$

**ESTRIBOS:**

De acuerdo a especificaciones, los estribos serán del no. 2

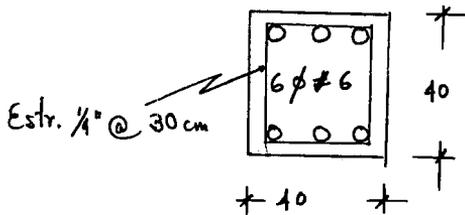
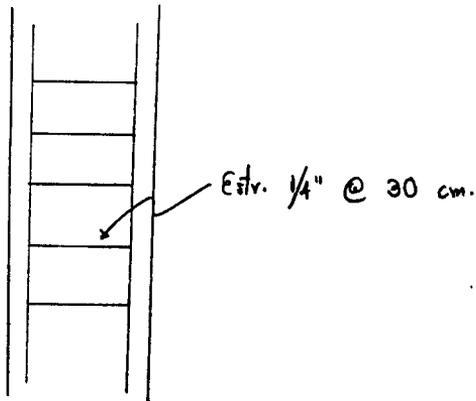
(1/4") y su espaciamiento será la menor de:

- a).- 16  $\phi$  Refuerzo principal
- b).- 48  $\phi$  Estribos.
- c).- d menor de las columnas.

a).-  $16 \times 6/8 \times 2.54 = 30.42 \text{ cm}$

b).-  $48 \times (2/8) \times 2.54 = 30.48 \text{ cm}$

c).-  $d = 35 \text{ cm}$



Reducción de resistencia por longitud en miembros de compresión:

$$M = P \times e \quad e = M/P$$

$$e = 70,800/24,350 = 2.91 \text{ cm}$$

Una columna está controlada por compresión, cuando la excentricidad  $e_b$  no excede de:

$$e_b = \left( 0.067 \frac{A_s}{A_g} \frac{f_y}{0.85 f'_c} + 0.17 \right) d$$

$$e_b = \left( 0.067 \times \frac{17,19}{1600} \times \frac{4,000}{0.85 \times 200} + 0.17 \right) \times 35$$

$$e_b = 6.54 \text{ cm}$$

Como  $e = 2.91 \text{ cm}$

$$e < e_b$$

Reducción por longitud.

Considerando que las vigas son T, cuyo ancho = 4.60 m

$$\text{Ancho efectivo viga} = 460 \times 4 = 115 \text{ cm}$$

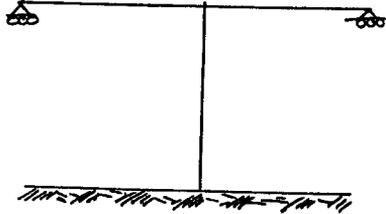
$$I_{\text{col}} = \frac{d^4}{12} = \frac{40^4}{12} = 213,333 \text{ cm}^4$$

$$K_{\text{col}} = \frac{I_{\text{col}}}{L_{\text{col}}} = \frac{213,333}{410 \times 100} = 520 \text{ cm}^3$$

$$I_{\text{viga}} = 218,073 \text{ cm}^4$$

$$K_{\text{viga}} = \frac{218,073 \text{ cm}^4}{460 \times 100} = 474 \text{ cm}^3$$

$$r' = \frac{K_{col}}{K_{viga}} = \frac{520}{474} = 1.10 \quad (r' = \text{gr.do de rigidez})$$



$$h' = h(0.70 + 0.22 r')$$

$h'$  = longitud efectiva de columna.

$$h' = 4.00(0.70 + 0.22 \times 1.10) = 4.00(0.70 + 0.242) = 4.09 \text{ m}$$

$$R = 1.07 - 0.008 h'/r' \leq 1 \quad ; \quad r = 0.30 d$$

$$r = 0.30 \times 0.35 = 0.105$$

$$R = 1.07 - 0.008 \frac{4.09}{0.105} = 1.07 - 0.31 = 0.76$$

$$P = \frac{P}{0.76} = \frac{24,350}{0.76} = 32,039 \text{ Kg}$$

REVISION.

$$A_s = \frac{(32,039)}{0.85 \times 900} - (0.25 \times 200) \quad \frac{1600}{1,600}$$

$$A_s = (41.83 - 50.00) \times 0.5625 = -8.17 \times 0.5625 = -4.60 \text{ cm}^2$$

Lo que significa que el armado anterior por especificación sigue rigiendo.

## Cálculo de Zapata Central ( # 1 )

Datos:

$$= 21,000 + 5700 + (0.25 \times 0.50) 4.5 \times 2400 + (200 \times 2.00 \times 0.30) 2400 = 30930 \text{ Kg.}$$

$$M = 1744 \text{ Kg-m}$$

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

$$F_s = 1.8$$

$$f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = 2000 "$$

$$W = \text{Resistencia del terreno} = 1.5 \text{ Kg/cm}^3$$

$$a = 50 \text{ cm}$$

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

$$\bar{V} = 1.5 \times 1.8 = 2.7 \text{ Kg/cm}^2$$

Dimensiones de la zapata.

$$A = \frac{P}{\bar{V}} = \frac{30930}{1.5} = 20620 \text{ cm}^2$$

$$l = \sqrt{A} = \sqrt{20620} = 143.6 \text{ cm} \quad c = \frac{(l-a)}{2} = \frac{143.6 - 50}{2} = 46.8 \text{ cm}$$

Peralte por esfuerzo cortante:

$$V = \frac{(a+d) + (a+2c)}{2} (c-d/2) \bar{V} = \frac{2a+2c+d}{2} (c-d/2) \bar{V}$$

$$Vu = \frac{Vu}{bod} ; \quad bo = a + d \quad \dots \quad Vu = vu (a + d)d$$

$$Vu = Vc ; \quad Vc(a + d)d = \frac{(2a + 2c + d)(c - d/2)}{2} \bar{V}$$

$$d = \frac{(2a + 2c + d)(c - d/2) \bar{V}}{2(a + d)Vc} ; \quad \text{suponiendo } d = 25 \text{ cm}$$

$$d = \frac{(2 \times 50 + 2 \times 46.8 + 25)(46.8 - 25/2) 2.7}{2(50 + 25) 12.07} = 11.8 \text{ cm} ; \quad Vc = 0.85 \sqrt{200} = 12.07 \text{ kg/cm}^2$$

Suponiendo  $d = 15 \text{ cm}$ 

$$d = \frac{(2 \times 50 + 2 \times 46.8 + 15)(46.8 - 15/2) 2.7}{2(50 + 15) 12.07} = 14.10 \text{ cm}$$

Adherencia = Fuerza cortante en una franja de 1.00 m

$$Vu = 100 \bar{V}c = 100 \times 2.7 \times 46.8 = 12,636 \text{ Kg}$$

Para barras del No. 4

$$\mu = \frac{6.4 \sqrt{f'c}}{D} = \frac{6.4 \sqrt{200}}{1.27} = 71.56 \text{ Kg/cm}^2 \quad u_{\max} = 56 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_o = \frac{M_u}{\phi u_j d} = \frac{12636}{0.85 \times 56 \times 901 \times 15} = 19.64 \text{ cm.de perimetro necesarios.}$$

Peralte y armado por momento flexionante.

$$M = \frac{27,000 \times 0.468^2}{2} = 2956.82 \text{ Kg-m}$$

Momento existente = 1744.00

$$M_u = 4700.82 = 4700 \text{ Kg-m}$$

$$d^2 = \frac{M_u}{\phi b f'c q (1 - 0.59 q)} = \frac{470000}{0.9 \times 100 \times 200 \times 0.18 \times 0.8932} = 162.40 \text{ cm}^2$$

$$d = \sqrt{162.40} = 12.75 \text{ cm}$$

$$h = d + \phi \text{ varilla} + d' = 15.00 + 1.27 + 4 = 20.27 \text{ cm} = 20 \text{ cm}$$

$$q = 0.848 - \sqrt{0.719 - \frac{M_u}{0.53 b d^2 f'c}} = 0.848 - \sqrt{0.719 - \frac{470000}{.53 \times 100 \times 225 \times 200}}$$

$$q = 0.848 - \sqrt{0.522} = 0.12$$

$$p = 0.12 \frac{200}{4000} = 0.006$$

$$A_s = p d b = 0.006 \times 100 \times 15,00 = 9 \text{ cm}^2$$

8  $\phi$  No. 4 @ 11 cm c.a.c. en ambos sentidos.

$$E_o = 8 \times 4.00 = 32 \text{ cm} > 19.64$$

Cálculo de zapata lateral. (Zz)

Datos:

$p = 20430 \text{ Kg}$

$M = 6000 \text{ Kg-m}^2$

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

$f_y = 4000 \text{ "}$

$F_s = 2000 \text{ "}$

$F.S. = 1.80$

$W = \text{Resistencia del terreno} = 1.5 \text{ Kg/cm}^2$

$a = 50 \text{ cm}$

$b = 25 \text{ cm}$

$\sqrt{c} = 1.5 \times 1.8 = 2.7 \text{ Kg/cm}^2$

$A = \frac{p}{\sqrt{c}} = \frac{20430}{1.5} = 13620 \text{ cm}^2$

$l = \sqrt{A} = \sqrt{13620} = 116.70 \text{ cm} ; c = \frac{l-a}{2} = \frac{116.70 - 50}{2} = 33.35 \text{ cm.}$

$d = \frac{(2a + 2c + d)(c - d/2)\sqrt{c}}{2(a+d)\sqrt{c}} ; \text{suponiendo } d = 15 \text{ cm}$

$d = \frac{(2 \times 50 + 2 \times 33.35 + 15)(33.35 - 15/2) 2.7}{2(50 + 15) 0.85 \sqrt{200}} = \frac{181.7 \times 25.85 \times 2.7}{2(65) \cdot 0.85 \sqrt{200}} =$

$d = \frac{12681.751}{110.5 \times 14.14} = \frac{12681.751}{1562.47} = 8.11 \text{ cm}$

Suponiendo  $d = 10 \text{ cm}$

$d = \frac{(2 \times 50 + 2 \times 33.35 + 10)(33.35 - 10/2) 2.7}{2(50 + 10) 12.07} = 9.33 \text{ cm}$

Adherencia.- Fuerza cortante en una franja de 1.00 m

$V_u = 100 \sqrt{c} = 100 \times 2.7 \times 33.35 = 9004.5 \text{ Kg/cm}^2$

$E_o = \frac{9004.5}{0.85 \times 56 \times 0.901 \times 10} = 20.99 \text{ cm. de per. fmetro necesarios.}$

Peralte y Armados por Momento flexionante.

$M = \frac{27,000 \times 0.3335^2}{2} = 1501.5$

Momento existente.  $= \frac{6000.00}{Mu} = 7501.50$

$$d^2 = \frac{Mu}{\phi d F_c c (1 - 0.59 q)} = \frac{750150}{0.9 \times 100 \times 200 \times 0.18 \times 0.8932} = 259.21 \text{ cm}^2$$

$$d = \sqrt{259.21} = 16.10 \text{ cm}$$

$$h = d + \phi \text{ Varilla} + d' = 16.10 + 1.27 + 5 = 22.37 \text{ cm} = 23 \text{ cm}$$

$$q = 0.848 - \sqrt{0.719 - \frac{Mu}{0.53 b d^2 F_c}} = 0.848 - \sqrt{0.719 - \frac{75150}{0.53 \times 100 \times 279.9 \times 200}}$$

$$q = 0.848 - \sqrt{0.719 - 0.253} = 0.165$$

$$p = 0.165 \frac{200}{4000} = 0.008$$

$$A_s = 0.008 \times 100 \times 16.73 = 13.38 \text{ cm}^2$$

11  $\phi$  No. 4 @ 9.10 cm c.a.c en ambos sentidos

$$E_o = 11 \times 4.0 = 44.00 \text{ cm} > 20.99 \text{ cm}$$

## CIMENTACIONES.

### ALTERNATIVA II.

( Estructura ).

#### CALCULO DE COLUMNAS PARA ESTRUCTURA.

$$W_{tot} = 914.69 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso propio de la columna} = 0.50 \times 0.25 \times 2400 \times 1.00 = 1800 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso estructura} = 914.69 \times 18 \times \frac{1}{2} = 8232.21 \text{ Kg}$$

$$P_{tot} = 10032.21 \text{ Kg}$$

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

$$fy = 4000 \text{ Kg/cm}^2 - fs = 0.45 fy = 1800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Sección } 50 \times 25 = 1125 \text{ cm}^2$$

$$P = 0.85 A G ( 0.25 f'c + fs As/AG )$$

$$As = \frac{P}{0.85 fy} - \frac{0.25 \times 200 \times 1125}{1800} = 6.557 - 31.25 = 24.693 \text{ cm}^2$$

$$\text{con } 9 \text{ } \phi \text{ } 6/8 = 25.785 \text{ cm}^2$$

#### CALCULO DE LA ZAPATA.

$$P = 10032.21 \text{ Kg}$$

$$W = 1.5 \text{ Kg/cm}^2 = 15 \text{ ton/m}^2$$

$$fs = 2000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fc = 0.45 f'c = 0.45 \times 200 = 90 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v = 4.2 \text{ Kg/cm}^2 \text{ y para perimetral} = 7.7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 9 \quad k = 0.288 \quad J = 0.904 \quad R = 11.716$$

Solución.

$$\text{Peso supuesto de zapata} = 10000 \times 0.07 = 700 \text{ Kg}$$

$$\text{Carga total sobre el terreno} = 10700 \text{ Kg}$$

$$\text{Área de apoyo requerida} = 10700 / 15000 = 0.713 \text{ m}^2$$

$$\text{Considerando zapata cuadrada} = 1.00 \text{ mts por lado.}$$

$$\text{Presión neta sobre al terreno} = 10000 / 0.713 = 14025.24$$

$$c = \frac{1 - a}{2} = \frac{1.00 - 0.25}{2} = 0.375$$

$$M = \frac{Wlc^2}{2} \times 100 = 50 \times 14025 \times 1.00 \times (0.375)^2$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{Rb}} = \sqrt{\frac{98\,613.28}{11.716 \times 10^6}} = \sqrt{84.16} = 9.17 \text{ cm.}$$

Consideremos  $d = 10 \text{ cm.}$

1.- Revisión por cortante.

$$V = (c - d) 1 W = (0.375 - 0.1) \times 1.00 \times 14\,025.24 = 3\,856.94$$

$$v = V/bd = \frac{3856.94}{100 \times 10} = 3.85 < 4.2$$

1.- Revisión a una distancia  $d/2$

$$c = d/2 + 1 + d/2 = 5 + 25 + 5 = 35 \text{ cm}$$

$$\text{Área} = 1^2 - (0.35)^2 = 1 - 0.1225 = 0.8775 \text{ m}^2$$

$$V = 0.38 \times 14\,025.24 = 12\,342$$

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

$$b \cdot d = 4 \times 0.88 = 3.52 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M}{F_s \cdot j \cdot d} = \frac{98613.28}{2000 \times 0.904 \times 10} = 5.45 \text{ cm}^2$$

Resúmen

Zapata cuadrada de 1.00 x 1.00 mts

Peralte efectivo de 1 m. # 5 cm (recubrimiento) = 15 cm

Refuerzo de acero 8  $\phi$  de 3/8"  $\phi$

CIMENTACIONES.

(Cubierta andador)

CALCULO DE ZAPATA.

$$P = 12532 + P_{\text{col.}} = 12532 + 0,40 \times 0,25 \times 5,00 \times 2400 = 13\ 732 \text{ Kg}$$

$$W = 1,5 \text{ Kg-cm}^2$$

$$r = 1,5 - 0,25 \times 0,0024 = 1,44$$

$$A = \frac{13\ 732}{1,44} = 9\ 536,1$$

$$1,84$$

$$B = 97,65$$

PERALTE POR ESFUERZO CORTANTE.

Suponiendo  $d = 25$

$$d = \frac{(2a + 2c + d)(c - d/2)}{2(a + d) V_c}$$

$$2a + 2c + d = 80 + 57,65 + 25 = 162,65$$

$$c - d/2 = 28,82 - 12,5 = 16,32$$

$$a + d = 40 + 25 = 65$$

$$V_c = \beta \sqrt{f'c} = 0,85 \times \sqrt{200} = 12,02$$

$$r = 1,44 \times 1,8 = 2,52$$

$$d = \frac{162,65 \times 16,32 \times 2,52}{130 \times 12,02} = 4,28$$

Si  $d = 10$

$$2a + 2c + d = 80 + 57,65 + 10 = 147,65$$

$$c - d/2 = 28,82 - 5 = 23,82$$

$$a + d = 40 + 10 = 50$$

$$d = \frac{147,65 \times 23,82 \times 12,02}{100 \times 12,02} = 7,37$$

ADHERENCIA.

$$V_u = 100 r c = 100 \times 2.5 \times 27.82 = 7260 \text{ Kg}$$

$$s = \frac{r \cdot d \sqrt{f'c}}{1.3} = \frac{6.4 \sqrt{200}}{1.3} = 69.67 \quad 56 \text{ Kg Máx. Pare barras No. 4}$$

$$E_c = \frac{7262}{0.85 \times 56 \times 0.9 \times 10} = 16.95 \text{ cm/m}$$

$$M = \frac{25200 (1.00)^2}{2} = 12600$$

Si  $q = 0.19$

$$d^2 = \frac{M}{\phi b f'c q (1 - 0.59q)} = \frac{1260000}{0.9 \times 10 \times 200 \times 0.18 \times 0.69}$$

$$d^2 = 437.95 \text{ cm}^2; \quad d = 20.90 \text{ cm}$$

El cual es mayor que el  $a$  de la barra que fdo.

$$h = 20.90 + 1.3 + 5 = 27.2 \text{ cm.}$$

Para el nuevo, evalúe el  $\rho$  correspondiente

$$q = 0.848 - 0.719 - \sqrt{\frac{f'c}{0.53 b d^2 f'c}}$$

$$\frac{M}{0.53 b d^2 f'c} = \frac{1260000}{0.53 \times 10 \times 437.9 \times 200} = 0.272$$

$$q = 0.848 - 0.719 - 0.272 = 0.179$$

$$\rho = \frac{0.179 \times 200}{4000} = 0.00895$$

$$s = 0.00895 \times 100 \times 20.90 = 18.70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\phi @ 7 \text{ cm}$$

$$E_c = 17 \times 4 = 60 > 16.95 \text{ cm/m}$$

CIMENTACIONES - ALTERNATIVA III  
( Losas macizas ).

DISEÑO DE ZAPATAS.

DATOS:

Columna = 40 x 40 cm (sección) ; h = 4.00 m

Carga de col. = 26,000 Kg

Capacidad permisible del terreno = 15 ton/m<sup>2</sup>

f'c = 200 Kg/cm<sup>2</sup>

fs = 2,000 Kg/cm<sup>2</sup>

fc = 90 Kg/cm<sup>2</sup> (fc = 0.45 f'c)

v = 4.2 Kg/cm<sup>2</sup>, para el cortante parámetro l. = 7.7 Kg/cm<sup>2</sup>

$$n = \frac{470}{v^{1.5} \sqrt{f'c}} = \frac{470}{(2.40)^{1.5} \sqrt{200}} = 8.94 \approx 9 = n$$

$$K = \frac{I}{I + fs/nfc} = \frac{I}{I + 2000/9 \times 90} = 0.288 = K$$

$$J = I - (K/3) = I - (0.288/3) = 0.904 = J$$

$$R = \frac{1}{2} fc kj = \frac{1}{2} (90)(0.288)(0.904) = 11.716 = R$$

SOLUCION:

Peso supuesto de zapata = 26,000 x 0.7 = 1,820 Kg

Carga total sobre el terreno = 26,000 + 1,820 = 27,820 Kg

La zapata será cuadrada de = 1.37 x 1.37 m por lado.

La carga que produce flexión = 26,000 Kg

Presión neta sobre el terreno = 26,000 = 1.86 = 13,979 Kg/m<sup>2</sup>

$$c = \frac{l - a}{2} = \frac{1.37 - 0.40}{2} = 0.49 \text{ m}$$

$$M = \frac{w l c^2}{2} \times 100 = \frac{13,979 \times 1.37 \times 0.49^2 \times 100}{2} = 229,911 \text{ Kg-cm}$$

$$d = \sqrt{M/rt} = \sqrt{\frac{229,911}{11.716 \times 1.37}} = 11.97 \text{ cm}$$

Aumentada a d = 20 cm

REVISION POR CORTANTE.

1a.  $V = (c-d)(l)(w) = (0.49 - 0.20)(1.37)(13,979) = 5,574 \text{ Kg}$

$v = \frac{V}{bd} = \frac{5,574 \text{ Kg}}{137 \times 20} = 2.03 \text{ Kg/cm}^2 < 4.2 \text{ Kg/cm}^2$

2a. Revisión ( a una distancia  $(d/2)$  fuera del perímetro de las caras de la columna).

$a = d/2 + a + d/2 = 10 + 40 + 10 = 60 \text{ cm.}$

$\gamma = (1.37)^2 - (.60)^2 = 1.80 - 0.36 = 1.52 \text{ m}^2$

$V = 1.52 \times 13,979 = 21,248 \text{ Kg}$

$v = \frac{V}{bd} ; \quad b = 4 \times 0.60 = 240 \text{ cm}$

$v = \frac{21,248}{240 \times 20} = 4.43 \text{ Kg/cm}^2 < 7.7 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Esfuerzo posible)}$

$A_s = \frac{V}{f_s j d} = \frac{229,911}{2000 \times 0.904 \times 20} = 6.36 \text{ cm}^2$

$A (6 \# \text{ No. } 4) = 7.62 \text{ cm}^2 ; \quad @ 27 \text{ cm en ambos sentidos.}$

REVISION POR ADHERENCIA.

$V = C l w = 0.49 \times 1.37 \times 13,979 = 9,384 \text{ Kg}$

Perímetro de I varilla del No. 4 = 3.99 cm;  $E_o = 6 \times 3.99 = 23.94 \text{ cm}$

$\mu = \frac{V}{E_o j d} = \frac{9,384}{23.94 \times 0.904 \times 20} = 21.68 < 28.24 \text{ Kg/cm}^2$

( Esfuerzo permisible de la varilla del número 4)

RESUMIENDO:

La zapata será cuadrada, de 1.37 m de lado.

El penalti efectivo será de  $20 + 7 \text{ cm} = 27 \text{ cm}$

El refuerzo de acero será de 6 varilla del No. 4 en ambos sentidos a 90° el uno con respecto al otro; las varillas serán corrujadas.

El peso total de la zapata =  $1.37 \times 1.37 \times 0.27 \times 2,400 = 1,216 \text{ Kg}$

$1,216 \text{ Kg} < 1,820 \text{ Kg}$  (peso supuesto)

## ZAPATA

### TIPOS B

Datos:

Columna = 40 x 40 cm (sección)      h = 4,00 m

Carga del col. = 18,000 Kg

Capacidad permisible del terreno = 15 Ton/m<sup>2</sup>

f'c = 200 Kg/cm<sup>2</sup>

f's = 2,000 Kg/cm<sup>2</sup>

f<sub>c</sub> = 90 Kg/cm<sup>2</sup>      (f<sub>c</sub> = 0,45 f'c)

v = 4,2 Kg/cm<sup>2</sup>, y para el corriente perimetral = 7,7 Kg/cm<sup>2</sup>

n = 9,    K = 0,288,    j = 0,904    y    R = 11,716

SOLUCIÓN:

Peso supuesto de zapata = 18,000 x 0,07 = 1,260 Kg

Carga total sobre terreno = 18,000 + 1,260 = 19,260 Kg

Área de apoyo requerida =  $19,260 \div 15,000 = 1,28 \text{ m}^2$

La zapata será cuadrada de 1,14 x 1,14 m por lado

La carga que produce la flexión = 18,000 Kg

Presión neta sobre el terreno =  $18,000 \div 1,28 = 14,063 \text{ Kg/m}^2$

$$C = \frac{l - a}{2} = \frac{1,14 - 0,40}{2} = 0,37 \text{ m}$$

$$M = \frac{w l c^2}{2} \times 100 = \frac{14,063 \times 1,14 \times (0,37)^2}{2} \times 100 = 109,738 \text{ Kg-cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{R b}} = \sqrt{\frac{109,738}{11,716 \times 114}} = \sqrt{\frac{109,738}{13,356}} = \sqrt{8,216} = 9,06 \text{ cm}$$

Aumentada a d = 20 cm.

### REVISIÓN POR CORTANTE.

$$1a.- V = (c - d)(1)(v) = (0.377 - 0.20)(1.14)(14,063) = 2,725 \text{ Kg}$$

$$v = \frac{V}{b d} = \frac{2,725}{114 \times 20} = 1.195 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Por lo tanto está bien.}$$
$$< 4.2 \text{ Kg/cm}^2$$

2.- Revisión (a una distancia  $d/2$  fuera del perímetro de las caras de la columna).

$$a = d/2 + a + d/2 = 10 + 40 + 10 = 60 \text{ cm}$$

$$\text{El área será } (1.14)^2 - (.60)^2 = 1.30 - 0.36 = 0.94 \text{ m}^2$$

$$V = 0.94 \times 14,063 = 13,219 \text{ Kg}$$

$$v = \frac{V}{b_0 d} ; \quad b_0 = 4 \times 60 = 240$$

$$v = \frac{13,219}{240 \times 20} = 2.75 \text{ Kg/cm}^2 < 7.7 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Por lo tanto está bien.}$$

$$A_s = \frac{V}{f_s j d} = \frac{109,738}{2000 \times 0.904 \times 20} = 3.03 \text{ cm}^2$$

Se utilizarán 5 varillas # 3 en ambas direcciones a 27 cm

### REVISIÓN POR ADHESIÓN.

$$V = c l w = 0.37 \times 1.14 \times 14,063 = 5,932 \text{ Kg}$$

$$\text{Perímetro de una varilla } \# 3 = 2.98 \text{ cm; } E_o = 5 \times 2.98 = 14.9 \text{ cm}$$

$$v = \frac{V}{E_o j d} = \frac{5,932}{14.9 \times 0.904 \times 20} = 22.01 < 32.65 \text{ Kg/cm}^2$$

(Esfuerzo permisible de la varilla No. 3)

### Resumiendo:

La zapata será cuadrada, de 1.14 m por lado.

El refuerzo consistirá en dos juegos de varillas corrugadas # 3 colocadas en ángulo recto uno con respecto al otro, el gralte efectivo será de 20 cm., y un recubrimiento de 7 cm. lo que da un gralte total de 27 cm.

$$\text{Peso real de la zapata} = 1.14 \times 1.14 \times 0.27 \times 2,400 = 842 \text{ Kg}$$

hence que el supuesto de 1,260 Kg. P r lo tanto está bien.

## ZAPATA TIPO "C".

### DATOS:

Columna = 40 x 40 cm (Sección). h = 400 m

Carga de columna = 10,000 Kg

Capacidad permisible del terreno = 15 Ton/m<sup>2</sup>

f'c = 200 Kg/cm<sup>2</sup>

fs = 2,000 Kg/cm<sup>2</sup>

fc = 40 Kg/cm<sup>2</sup> (fc = 0.45 f'c)

v = 4.2 Kg/cm<sup>2</sup>, y para el cortante: perimental = 7.7 Kg/cm<sup>2</sup>

n = 9, K = 0.288, j = 0.904 y R = 11,716

### SOLUCION:

Pe o supuesto de zapata = 10,000 x 0.07 = 700 Kg

Carga total sobre terreno = 10,000 + 700 = 10,700 Kg

Area de apoyo requerida =  $\frac{10,700}{15,000} = 0.71 \text{ m}^2$

La zapata será cuadrada de 0.85 x 0.85 m por lado.

La carga que produce la flexión = 10,000 Kg

Presión neta sobre el terreno =  $\frac{10,000}{0.71} = 14,085 \text{ Kg/m}^2$

$$C = \frac{l - a}{2} = \frac{0.85 - 0.40}{2} = 0.23 \text{ m}$$

$$M = \frac{w l c}{2} = \frac{14,085 \times 0.85 \times (0.23)^2}{2} \times 100 = 63,333 \text{ Kg-cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{R b}} = \sqrt{\frac{63,333}{11,716 \times 85}} = \sqrt{63.60} = 7.98 \text{ cm}$$

Aumenta a a d = 15 cm

### REVISION POR CORTANTE.

1a.

$$V = (C - d)(1)(w) = (0.23 - 0.15)(0.75)(14,085) = 958 \text{ Kg}$$

$$v = \frac{V}{b d} = \frac{958}{85 \times 15} = 0.75 \text{ Kg/cm}^2 < 4.2 \text{ Kg/cm}^2 \text{ por lo t. o está bien.}$$

2a.-Revisión ( a una distancia d/2 fuer. del perímetro de las caras de la columna).

$$C = d/2 + a + d/2 = 7.5 + 40 + 7.5 = 55 \text{ cm}$$

$$\text{El área será } (0.85)^2 - (0.55)^2 = .42 \text{ m}^2$$

$$v = 0.42 \times 14,085 = 5,916 \text{ Kg}$$

$$v = \frac{V}{bs \cdot d} \quad bs = 4 \times 55 = 220$$

$$v = \frac{5,916}{220 \times 15} = \frac{5,916}{3,300} = 1.79 \text{ Kg/cm}^2 < 7.7 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{Esfuerzo permisible})$$

Por lo tanto está bien.

$$As = \frac{H}{fs \cdot jd} = \frac{63,333}{2,000 \times 0,904 \times 15} = 2.34 \text{ cm}^2$$

Se utilizarán 4 varillas # 3 en ambas direcciones a 27 cm.

REVISIÓN POR ADHERENCIA.

$$V = c \cdot l \cdot w = 0.23 \times 0.85 \times 14,085 = 2,754 \text{ Kg}$$

$$\text{Perímetro de una varilla # 3} = 2.98 \text{ cm} \quad Eo = 4 \times 2.98 = 11.92 \text{ cm}$$

$$v = \frac{V}{Eo \cdot jd} = \frac{2,754}{11.92 \times 0,904 \times 15} = 17.04 < 32.65 \quad (\text{Esfuerzo permisible de la varilla No. 3})$$

Resumiendo:

La zapata será cuadrada de 0.85 m por lado.

El refuerzo consistirá en los juegos de varillas corrugadas # 3

Colocadas en ángulo recto uno con respecto al otro, el perfilado efectivo será de 15 cm y un espesor efectivo de 7 cm, lo que da un perfilado total de 22 cm.

$$\text{Peso total de la zapata} = 0.85 \times 0.85 \times 0.27 \times 2,400 = 381.48 \text{ Kg}$$

Menor que lo supuesto de 700 Kg por lo tanto está bien.

## MATERIALES.

### CONCRETO:

**CONCRETO.**- Es un conglomerado pétreo artificial, que se prepara mezclando una parte de cemento y agua, con arena y piedra triturada, grava, u otro material inerte. La substancia químicamente activa de la mezcla es el cemento, el cual se une físicamente y químicamente con el agua y, al endurecerse, liga los agregados para formar una masa sólida semejante a una piedra.

Aunque existen 5 clases standard de cementos portland, la mayor parte del concreto para los edificios se hace en la clase I (cuando es necesario que el concreto alcance la resistencia a los 28 días), ó de cemento de la Clase III (de rápido endurecimiento, cuando se requiere que el concreto adquiera resistencia en unos cuantos días). El calor generado durante los procesos de fraguado y endurecimiento de los diferentes tipos de cemento varía ampliamente. Cuando en el proyecto son importantes los esfuerzos producidos por la contracción y los cambios de temperatura, estas diferencias de calor adquieren importancia.

El agregado se clasifica en fino y grueso, generalmente el fino es arena y el grueso puede ser grava o piedra triturada. El agregado ligero hecho de esquistos o arcilla inflados va aumentando de importancia. También se usan otros agregados como la escoria.

**Agua.**- El agua utilizada en la fabricación del concreto debe estar limpia y exenta de cantidades nocivas de aceites, ácidos, álcalis, materias orgánicas y otras substancias perjudiciales. Debe evitarse la utilización de agua con un contenido excesivo de sales y nunca debe utilizarse agua de mar. Puesto que sólo el agua es capaz de unirse al cemento, un exceso de ésta diluye la pasta, y da como resultado un concreto de resistencia, impermeabilidad y durabilidad reducida.

**Aditivo.**- Las substancias que se agregan al concreto para mejorar su trabajabilidad, acelerar su fraguado, endurecer su superficie o aumentar sus propiedades de impermeabilidad, etc. se conocen con el nombre de aditivos. Muchos de los compuestos comerciales contienen cal hidratada, cloruro de calcio y caolín; el clo-

ruro de calcio y el oxiclورو de calcio se utilizan generalmente como aceleradores. Debe tenerse cuidado al usar aditivos, especialmente aquellos cuya composición se desconoce; aun que el fabricante atribuya cualidades superiores a su producto, es mejor utilizar solamente materiales de valor comprobado.

a).- Características de un concreto de buena calidad.

Resistencia.- En vista de las numerosas pruebas a las que se ha sometido, es fácil saber de antemano la resistencia que se obtendrá en el concreto ya endurecido, para determinadas proporciones de sus ingredientes. Por supuesto, la resistencia del concreto no puede probarse en condición plástica, por lo que el procedimiento acostumbrado consiste en tomar muestras durante el mezclado, las cuales, después de curadas, se someten a pruebas de compresión. Además de los esfuerzos de compresión, el concreto debe resistir la tensión diagonal (cortante) y los esfuerzos de adherencia, presentes estos últimos al entrar en contacto el acero de refuerzo con el concreto. Es posible realizar pruebas para cada uno de los esfuerzos individuales mencionados, pero la de compresión proporciona una buena indicación de las otras propiedades y como es relativamente sencilla, los ensayos más frecuentes se hacen en especímenes de concreto a compresión.

Durabilidad.- El uso del concreto reforzado en miembros estructurales de edificios ha aumentado con gran rapidez y en la actualidad se emplea en todo el mundo. Aunque las estructuras antiguas han demostrado invariablemente su adecuada resistencia a las cargas impuestas, existen muchos casos en los que no se dio suficiente importancia a la durabilidad del concreto. Según se utiliza en la edificación, el concreto puede tener diferentes grados de exposición a la intemperie; por ejemplo, las columnas y traveses del exterior de la estructura están sometidas a condiciones atmosféricas a las que no se exponen los miembros interiores. Del mismo modo, los muros y muelles sometidos a la acción alterna de humedecimiento y secado o de congelamiento y deshielo, deben hacerse de concreto adecuado para soportar tales condiciones. Vemos entonces que el diseñador de una estructura de concreto reforzado debe tener en cuenta tanto el grado de exposición a la intemperie, como la resistencia.

MANEJABILIDAD.- Una propiedad particular del concreto es que puede dár-

sele cualquier forma; la mezcla húmeda se coloca en estado plástico en formas o cimbras de madera, plástico, cartón o metal, donde se endurece o fragua. El concreto adecuadamente proporcionado es un material duro y durable; es fuerte bajo compresión, pero quebradizo y casi inútil para resistir refuerzos de tensión. En miembros estructurales sometidos a otros esfuerzos, que no son de compresión, se agrega un refuerzo de acero, que se introduce, principalmente, para soportar los esfuerzos de tensión y corte.

En estructuras donde los esfuerzos son casi totalmente de compresión, como presas, muelles o ciertos tipos de zapatas, puede utilizarse concreto sin reforzar; éste se conoce como concreto simple o masivo. A veces, por economía, se colocan piedras de gran tamaño en el concreto, reduciendo así las cantidades de arena y cemento.

Trabajabilidad.- Además de las cualidades ya mencionadas, el concreto en estado plástico debe tener una consistencia tal que permita su colocación rápida dentro de las cimbras; esta cualidad se conoce como trabajabilidad. Las diferentes clases de trabajo requieren diversos grados de plasticidad y la forma, ancho y peralte de las cimbras, así como los espacios libres entre el refuerzo, son todos ellos factores determinantes en el grado de trabajabilidad requerido. Podría parecer que, variando la cantidad de agua en la mezcla, se obtendría fácilmente cualquier consistencia deseada, pero en el pasado, con este procedimiento, se ha obtenido, a menudo, una mezcla con exceso de agua, la cual, al endurecerse, producía un concreto poroso de menor resistencia que la deseada. Debido a innumerables pruebas y experiencias reales, se ha encontrado que la cantidad de agua, en relación con el cemento, es un factor vital en la determinación de la resistencia del concreto y que, habiéndose establecido esta relación, el grado de plasticidad se obtiene mejor ajustando las proporciones de la pasta de agua y cemento con los agregados.

Homogeneidad.- Un buen concreto debe ser homogéneo para que los esfuerzos que está sujeto se repartan en igual forma sobre él; para lograrlo debe procurarse un proporcionamiento correcto así como en el colado evitar el asentamiento de los agregados gruesos por un exceso de vibración o por falta de inclusión de má-

huecos de aire de los requeridos. Si se toman éstos y otros cuidados se logra la homogeneidad del concreto lo cual implicará un peso volumétrico constante.

Impermeabilidad.- Esta cualidad es de extrema importancia. Ante todo, algunas estructuras, como tanques, muros de sótanos o pisos localizados por debajo del nivel del terreno, deben ser impermeables para evitar que penetre agua; sin embargo, existe otra razón de importancia para hacer que el concreto sea impermeable y es que su desintegración puede ser física o química y el deterioro se debe en gran parte a la penetración de la humedad.

En la fabricación de concreto impermeable intervienen varios factores; es obvio que los agregados deben ser materiales durables, sin poros y bien graduados. El concreto debe ser denso, es decir, la relación agua-cemento debe ser lo más baja posible, y es necesario tomar en cuenta que la mezcla tiene que ser trabajable y que las partículas de los agregados queden bien ligadas entre sí por la pasta de cemento. Para lograr una incorporación completa de los materiales, se acostumbra mezclarlos durante más tiempo que el normal; en la colocación también se necesitan más precauciones que las usuales y esto requiere que el vibrado o picado se haga cuidadosamente, de modo que se recubra completamente el refuerzo y que se logre una superficie expuesta densa y uniforme.

Revenimiento.- El término consistencia, aplicado al concreto recién mezclado, se refiere a su estado de fluidez; si el concreto es "plástico" puede moldearse fácilmente, pero con la lentitud de forma cuando se le quita la cimbra o el molde. Se dice que es trabajable si puede colocarse fácilmente en las formas previstas para ello; por ejemplo: puede ser trabajable en las cimbras amplias y abiertas, pero no lo es en las estrechas y con gran cantidad de varillas de refuerzo.

La prueba de revenimiento proporciona un medio fácil para determinar la consistencia del concreto recién mezclado, pero necesariamente no indica la trabajabilidad y no debe usarse como comparación entre varias mezclas de distintas proporciones o de diferentes tipos de agregados.

Volumen.- El volumen de nuestra pieza de concreto debe ser constante -

para evitar que las contracciones o expansiones debidas al cambio de temperatura se agristen y se dañen restándoles resistencia. Es pues necesario que un concreto llen esta condición para ser aceptado como tal.

Lechosidad.- Cuando se utiliza agua en exceso, al curar el concreto, en la superficie de la masa se forma una capa lechosa compuesta de cemento y agregado fino; esto se denomina lechosidad. Al evaporarse el exceso de agua, la capa se torna débil, porosa y se desintegra fácilmente, permitiendo el paso del agua a presión ligera. Quitar esta capa antes de colocar más concreto no representa ningún beneficio, ya que debajo de ella quedan varios centímetros más de concreto de calidad inferior, aunque es muy posible que el concreto del fondo de la cámara sea duro y denso. Si se detecta la presencia de lechosidad en donde se desea un concreto durable y fuerte, debe eliminarse el defecto quitando varios centímetros de concreto que está debajo de la superficie. Por lo tanto, para evitar la lechosidad, dase solamente la consistencia y la relación agua-cemento adecuado.

Segregación.- La consistencia del concreto debe ser tal que, al depositarla en las cimbras, se obtenga una masa de calidad uniforme. Es conveniente recordar que el concreto en su estado plástico, es en realidad una pasta en la cual se mezclan los agregados, por lo que debe tenerse cuidado para evitar la separación de las partículas de arena y piedra, pues dicha separación produce un concreto de calidad inferior. Los factores que deben tomarse en consideración para impedir la segregación de los agregados son: El transporte desde la revolovedora hasta las cimbras, el dejarlo caer desde muy alto y el episonado ó picado. Cuando se vacía el concreto desde una altura mayor de un metro, el agregado tiende a asentarse en la parte inferior, evitándose así una calidad uniforme.

Curado.- Independientemente del cuidado que se tiene en el proporcionamiento, el mezclado y la colocación, sólo puede obtenerse concreto de primera calidad cuando se toman las medidas adecuadas para su curado. El endurecimiento se debe a la acción química entre el agua y el cemento, y continúa indefinidamente mientras se tienden una humedad y temperatura favorables. El fraguado inicial no comienza sino hasta dos o tres horas después del mezclado; durante este interva-

lo se evapora el agua, especialmente en las superficies expuestas y, a menos que se evite la pérdida de humedad, el concreto se grietará en estas zonas. Una especificación típica requiere que el concreto se proteja de modo que no tenga pérdida de humedad en la superficie durante un período de 7 días, cuando se utiliza cemento portland normal, y de 3 días cuando el cemento es de alta resistencia rápida.

b).- Mezclado y colocación del concreto.

Mezclado.- Para producir concreto de primera calidad, es indispensable utilizar una máquina mezcladora o revoladora. El mezclado completo no sólo tiene de producir un concreto de calidad uniforme sino que, además, al aumentar el tiempo de mezclado, se logran mayores resistencias y mejor grado de trabajabilidad.

En la actualidad pueden obtenerse mucho tipos de revoladoras portátiles, sus capacidades varían desde 0.1 M<sup>3</sup>, hasta 3 M<sup>3</sup>. La resistencia y la calidad del concreto depende principalmente del tiempo que éste permanezca dentro de la revoladora, más que de la velocidad de rotación, nunca debe mezclarse menos de un minuto y, si las condiciones lo permiten, es conveniente un período más largo. Cuando se desea obtener un concreto de buena calidad para condiciones extremas de exposición a la intemperie, o un concreto impermeable, es ventajoso mezclar durante mayor tiempo.

El concreto premezclado se utiliza siempre que pueda conseguirse. Los certificados que indican la composición de la mezcla de cada carga aseguran el cumplimiento de las especificaciones de resistencia,

Para el concreto mezclado en obra, el mezclado deberá hacerse en un mezclador del tipo aprobado. El mezclador deberá continuarse por lo menos durante 1 ½ minutos después de que todos los materiales estén dentro del tambor, a menos que se demuestre que un tiempo menor es satisfactorio según los criterios de las "Especificaciones para Concreto Premezclado" (ASTM C 94) para plantas premezcladas.

Colocación del concreto.- Antes de que el concreto esté colocado, todo el equipo de mezclado y transporte del concreto deberá estar limpio, las cimbras deberán estar adecuadamente revestidas, las unidades de relleno de mampostería que van a estar en contacto con el concreto estarán bien humedecidas, y el refuerzo deberá estar completamente libre.

La superficie del concreto endurecido debe estar libre de finos o de material defectuoso antes de agregar concreto adicional.

El concreto se depositará hasta donde sea posible, en su posición final para evitar la segregación debida a manejos repetidos. El colado se hará a tal velocidad que el concreto se conserve todo el tiempo en estado plástico y fluya fácilmente en los espacios comprendidos entre las varillas, no se depositará concreto que se haya endurecido parcialmente o que esté contaminado por substancias extrañas.

Las juntas se colocarán de tal modo que no disminuyan las resistencia de la estructura. Cuando se vaya a hacer una junta, la superficie de concreto se limpiará completamente y se removerán los finos superficiales. Además de lo anterior las juntas verticales se humedecerán completamente y se recubrirán con una capa de cemento inmediatamente antes de colocar el nuevo concreto.

Debe transcurrir cierto tiempo entre el colado de columnas, trabes o losas que se apoyan en ellos al menos deberá esperarse que el concreto de columnas pase del estado plástico al sólido.

Las juntas de construcción en pisos quedarán localizadas cerca de la mitad del claro de las losas, vigas o trabes, a no ser, que exista en ese punto, una intersección de una viga secundaria con una principal. En este caso las juntas en las vigas principales, se moverán una distancia igual a 2 veces el ancho de la viga secundaria. Se tomarán precauciones para la transferencia de cortante y otros fuerzos a través de las juntas de construcción.

Cuando las construcciones de trabajo hayan dificultado la consolidación o --

cuando el refuerzo de éste congestionado, se depositará primero en las cimbras una capa de 2.5 cm. de mortero que contenga la misma proporción cemento arena usada en el concreto.

Debe tenerse gran cuidado para que el concreto en su estado plástico llene totalmente todas las esquinas y ángulos de las cimbras, así como para que rodee perfectamente al acero de refuerzo. Cuando se lo coloque por medio de canalones, es importante evitar tramos demasia o largos de éstos, pues en caso contrario es posible que el agregado grueso se separe del resto de los materiales; si no se puede evitar el uso de canalones largo, antes de colocar el concreto en las cimbras debe depositarse en una tolva; el propósito de esto es mezclar nuevamente los materiales, corrigiendo así cualquier segregación.

Para evitar defectos de acabado, es un procedimiento común picar el concreto en las zonas donde está en contacto con las cimbras; al hacerlo es aconsejable no picarlo con demasiado vigor, para evitar la separación de los materiales.

#### c).- Acero de Refuerzo.

Las varillas de acero para refuerzo del concreto se hacen a partir de acero relaminado y de acero de lingote. Existen tres grados de este último, que son: Estructural, Intermedio y Duro; las varillas de grado estructural pueden usarse con esfuerzos unitarios permisibles de  $1265 \text{ Kgs./cm}^2$ . Aunque el acero relaminado tiene características físicas similares a las del acero duro es más quebradizo y difícil de doblar. El grado intermedio de acero de lingote es probablemente el más utilizado para refuerzo.

Una de las suposiciones fundamentales en las que se basa el diseño del concreto reforzado es que el acero y el concreto actúan juntos, como una unidad. Si se utilizan varillas lisas, la transmisión de esfuerzos depende de la adhesión entre el acero y el concreto; para suministrar una mejor adherencia, las varillas de refuerzo se han con salientes o corrugaciones y se conocen entonces como varillas corrugadas. Estos salientes tienen el propósito de suministrar una adherencia mecánica, independiente de la adhesión entre concreto y acero; por lo

tanto, se permiten esfuerzos de adherencia más altos cuando se utilizan varillas corrugadas y todo el refuerzo es de este tipo.

Otro tipo de refuerzo es la malla de alambre, que se utiliza principalmente en losas. Los alambres más gruesos, que van en red viga y viga, resisten las fuerzas de tensión y se llaman alambres de soporte; mientras que los alambres más ligeros los cruzan y se fijan a ellos enrollándolos, o bien por medio de soldadura. El metal desplegado se utiliza también para refuerzo de losas. Al usar éste o la malla de alambre, se obtiene una distribución uniforme de acoramientos que las varillas individuales requieren de un mayor cuidado en su colocación y puede ser necesario colocar soportes metálicos con separadores, para mantener una distribución adecuada.

#### d).-Cimbras.-

Las construcciones de madera, plástico, cartón, o metal, utilizadas para mantener el concreto en su lugar hasta que se endurece, se llaman cimbras; éstas deben armarse con exactitud y de acuerdo con dimensiones precisas. Las cimbras deben ser rígidas y bastante fuertes para soportar el peso del concreto sin deformarse mucho; además, deben ser suficientemente herméticas, para evitar las filtraciones de agua, y de un diseño que permita desarmarlas con facilidad.

La madera que se utiliza en cimbras es generalmente de abeto o pino, recubierto en la superficie que estará en contacto con el concreto; frecuentemente se aceita la madera, con lo cual se eliminan los poros, se reduce la absorción del agua del concreto, se obtienen superficies más lisas y pueden quitarse más fácilmente las tablas; los tableros deben ensamblarse a base de ranuras y lengüetas como en la duela, o bien se hacen utilizando madera contrachapada. Las cimbras metálicas se utilizan ampliamente y tienen como ventaja principal la de poderse utilizar varias veces; con el acero se obtienen superficies más lisas en el concreto, si bien es casi imposible ocultar las juntas. Para pisos nervurados, se utilizan ampliamente las cimbras y domos metálicas, y las columnas de sección circular se hacen también generalmente con formas metálicas. Para trabajos de concreto ornamental, por lo común las formas se hacen de yeso.

Como la cimbra constituye un concepto considerable en el costo de una estructura de concreto, debe tenerse un gran cuidado en su diseño. Es conveniente tener una repetición de elementos iguales, de modo que las cimbras puedan utilizarse en lugares diferentes, con un mínimo de mano de obra.

No existen reglas exactas en cuanto al tiempo que deben conservarse las cimbras en su sitio. Es obvio que no deben quitarse mientras el concreto no esté lo suficientemente fuerte para soportar su propio peso, además de las cargas que se le apliquen. En ocasiones, las formas laterales de las vigas se quitan antes que las inferiores; al hacer esto, se colocan postes o puntales bajo los miembros inferiores, para suministrar un soporte adicional; esto se llama recimbrado o apuntalamiento. El tiempo de descimbrado depende del tipo de miembro, del tipo de concreto y de las condiciones del tiempo. El tiempo mínimo para murque es de dos días y para vigas y columnas de siete a once días; una regla sencilla es conservar las formas inferiores en su sitio cuatro días por cada cinco centímetros de espesor del concreto. El tiempo de descimbrado debe estar de acuerdo con los requisitos del reglamento de construcción correspondiente y deben registrarse y tomarse en cuenta las temperaturas existentes durante el período de curado, ya que el concreto se mantiene semifluido a temperaturas bajas y fragua más rápidamente a temperaturas altas. Para propósitos prácticos podemos suponer que el concreto alcanza la resistencia deseada después de 28 días.

La cimbra de madera debe estar húmeda durante un período mínimo de 2 horas antes de efectuar el colado.

## CARACTERÍSTICAS DEL ACERO ESTRUCTURAL.

**PUNTO DE FLUENCIA.** Se define el punto de fluencia como el esfuerzo en el material para el cual la deformación presenta un gran incremento sin que haya un aumento correspondiente en el esfuerzo.

**RESISTENCIA A LA TENSION.** La resistencia a la tensión se define como el cociente de la carga axial máxima aplicada sobre la muestra, dividida entre el área de la sección transversal original.

Con objeto de comprender las variaciones en las propiedades mecánicas de los diversos aceros estructurales disponibles en la actualidad, se les puede agrupar por tipos y resistencias, para facilitar su estudio. Estos grupos son los de los aceros estructurales al carbono, aceros de alta resistencia y baja aleación para construcción.

**ACEROS ESTRUCTURALES AL CARBONO.** Estos aceros dependen de la cantidad de carbono usado para desarrollar su resistencia, a través de un rango amplio de espesores.

### PROPIEDADES MECANICAS DE LOS ACEROS ESTRUCTURALES AL CARBONO.

TIPO ASTM	ESPESOR, Pulg.	PUNTO DE FLUENCIA MINIMO kg/cm <sup>2</sup>	RESISTENCIA A LA TENSION Kg/cm <sup>2</sup>
A7		2320	4220 - 5275
A373	hasta 4	2250	4080 - 5275
A36	hasta 8	2530	4080 - 5625

Estos valores mínimos de las resistencias se obtienen por medio de pruebas realizadas en las laminadoras, de acuerdo con procedimientos de ensayo establecidos por la ASTM. Los especímenes de prueba de los perfiles laminados se toman del alma de la sección.

ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y BAJA ALEACION.- Este grupo de acero incluye varios niveles de resistencia y también aceros cuyas composiciones químicas se varían para adaptarse a los diferentes requisitos de construcción. La resistencia deseada se obtiene por medio del elementos de aleación.

PROPIEDADES MECANICAS DE LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA  
Y BAJA ALEACION.

TIPO ASTM	ESPESOR, PULG.	PUNTO DE FLUENCIA MIN. Kg/Cm <sup>2</sup>	RESISTENCIA A LA TENSION Kg/Cm <sup>2</sup> .
A242, A440 y y A441	3/4 y menores	3515	4920
	3/4 a 1 1/2	3235	4710
	1 1/2 a 4	2955	4430
A572-42	hasta 4	2955	4220
45	hasta 1 1/2	3165	4220
50	hasta 1 1/2	3515	4570
55	hasta 1 1/2	3865	4820
60	hasta 1	4220	5275
65	hasta 1/2	4570	5625

Todos estos tipos de Acero se fabrican en México.

ACEROS AL CARBONO TRATADOS Y TEMPLADOS. Se ha introducido un nuevo tipo de acero estructural, desarrollado para cubrir los requisitos de resistencia comprendidos entre los 3515 y los 7030 Kg/Cm<sup>2</sup>

Se pueden obtener de condición normalizada o templados y tratados, y sus resistencia depende de la cantidad de carbono, a través de un proceso de templado y tratamiento térmico.

Su resistencia mínima de fluencia, medida por efecto de su alargamiento bajo carga, es de 5625 Kg/Cm<sup>2</sup> y sus resistencia mínima a tensión es de 7030 Kg/cm<sup>2</sup> para placas con espesores hasta de 3/4 de pulgadas, inclusive.

ACEROS DE ALEACION TRATADOS Y TEMPLADOS. Estos aceros requieren, además del carbono, de varios elementos de aleación y de tratamiento, término para obtener sus elevadas resistencias de fluencia y de tensión. De manera similar a los aceros de alta resistencia y baja aleación, estos aceros tienen diferentes aspectos.

PROPIEDADES MECANICAS DE LOS ACEROS DE ALEACION TRATADOS Y TEMPLADOS.

TIPO ASTM	ESPESOR PULG.	PUNTO DE FLUENCIA EN MIN. Kg/Cm <sup>2</sup>	RESISTENCIA A LA TENSION Kg/Cm <sup>2</sup>
A514	hasta 3/4 inc I	7030	8085-9490
A514	más de 3/4 a 2 1/2 incI.	7030	8085-9490
A514	más de 2 1/2 a 4 incI.	6330	7385-9490

Todos estos tipos de Acero se fabrican en México.

Los aceros de aleación templados y tratados son soldables, y tienen una resistencia a la corrosión atmosférica equivalente al doble de la del acero estructural al carbono; también se usan con ligeras modificaciones en su composición química, en condiciones que requieran resistencia a la abrasión por impacto.

OTROS TIPOS DE ACEROS. Existen literalmente miles de aceros diferentes que se producen todos los días para servir a las muchas y variadas necesidades especiales de las industrias de manufactura y de construcción, ya sea por el alto costo del material y de la fabricación, porque no tienen la suficiente ductilidad o porque carecen de tenacidad adecuada.

Un grupo de estos aceros, denominados "aceros maraging" deriva sus elevadas resistencias de fluencia y tensión de un alto contenido de aleación de níquel, al cual es tratado después térmicamente para envejecer la martensita hierro-níquel. Estos aceros pueden tener resistencias de fluencia entre 14,100 a 21,100 Kg/Cm<sup>2</sup>.

ACEROS DE CALIBRE DELGADO. La adopción de las especificaciones AISI para el diseño de miembros de lámina delgada formados en frío, introdujo otro grupo de aceros en el diseño de estructuras. Estos aceros se presentan en láminas y tiras de calidad estructural y son definidos, en general por la especificación estándar de la ASTM.

PROPIEDADES MECANICAS DE LOS ACEROS ESTRUCTURALES DE CALIBRE DELGADO

DESIGNACION COMERCIAL	DESIGNACION ASTM	GRADO	ESPESOR PULG.	PUNTO DE FLUENCIA O RESIS- TENCIA DE FLUENCIA MIN. KG/cm <sup>2</sup>	RESISTENCIA	ELONGA- CION M EN 2 P POR C TO	
Lámina de acero al carbono de calidad estructural laminada en plano.	A245	A	0.0449	1 760	3 160	23-2	
		B	hasta	2 110	3 450	21-2	
		C	0.2299	2 320	3 660	18-2	
		D		2 810	3 870	15-2	
Tiras de acero al carbono de calidad estructural laminadas en caliente	A303	A	0.0255	1 760	3 160	19-2	
		B	hasta	2 110	3 450	18-2	
		C	0.2299	2 320	3 660	17-2	
		D		2 810	3 870	15-2	
Láminas y tiras de acero de alta resistencia y baja alcañón, laminadas en frío	A374		0.2499 y menores	3 160	4 570	20-2	
Láminas y tiras de acero de alta resistencia y baja alcañón, laminadas en caliente	A375		0.0710 hasta 0.2299	3 520	4 920	22	
Láminas de acero de calidad estructural recubiertas de zinc	A446	A	0.1756	2 320	3 370	20	
		B		2 600	3 660	18	
		C		y	2 810	3 870	16
		D		3 520	4 570	12	
		E		menores	5 620	5 770	1.5

## VIII. PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS.

Con el paso del tiempo, la forma de hacer las construcciones ha ido variando, la mano de obra se ha especializado, los materiales han mejorado de calidad y por lo tanto el procedimiento de construcción se ha ido mejorando.

Los procedimientos constructivos se ven afectados por situaciones tanto económicas, sociales y políticas, como también por la zona donde se realicen.

Los procedimientos constructivos que mencionamos a continuación son los que encontramos más adecuados de acuerdo a la clase de los materiales y a la mano de obra de la zona.

### a).- TERRACERIAS.

Para toda iniciación de una obra, lo primero a realizarse es un estudio topográfico del terreno, procediendo el trazo de los ejes principales ayudándose de un tránsito para fijar estacas en los puntos principales, debiendo chequearse por lo menos de 2 a 3 veces para evitar los errores, pues de ello dependerá el buen desarrollo del edificio.

A continuación y por medio de un nivel (Americano, Europeo ó adaptado al tránsito), se fijarán los niveles de nivel con los cuales determinaremos el movimiento de terracerías, pisos, etc., inmediatamente procederemos a la limpieza del terreno quitando toda la tierra vegetal que pueda contener elementos orgánicos, como el material existente en el terreno es arcilla se removerá con una motonconformadora. Se rellenará con material tepetates cuyas características sean: Buena resistencia a la compresión y una granulometría adecuada para lograr una mejor compactación del terreno.

Los rellenos que van a recibir cargas de una construcción deberán cumplir los requisitos de confinamiento, resistencia y compresibilidad de acuerdo con un estudio de mecánica de suelos se controlará el grado de compactación y contenido de humedad de acuerdo a ensayos de campo y laboratorio.

### b).- PAVIMENTACION.

De acuerdo con la topografía y naturaleza del terreno, se despalmará un espesor de 65 cm. con un trazo; el material excavado se tiende en las z --

nes destinadas a jardines. Para seleccionar el banco de préstamo se tomarán varias muestras de los lugares más cercanos, las cuales se enviarán al laboratorio de mecánica de suelos donde no indicarán cual es el material más indicado de acuerdo a nuestras necesidades. Una vez elegido el material, se procede a explorar el banco de préstamo y al acarreo del material por medio de camiones de volteo hasta el lugar de la obra.

Después de descargar el material se extiende en capas de 20 cm. con un autoconformadora, en seguida pasa una pala regando sobre el material extendido, para darle la humedad necesaria con la que podremos lograr la compactación especificada. La compactación puede lograrse por medio de un compactador de rodillos lisos ó un compactadora patá de obra.

Una vez que se ha consolidado el material se procede a obtener muestras del suelo para enviarlas al laboratorio de mecánica de suelos con el fin de verificar si el terreno se ha compactado adecuadamente. Y ha obtenido los resultados y sabiendo que llenan los requisitos especificados procedemos a tender el pavimento ó piso de que se trate, que en nuestro caso será a base de losas de concreto armado por temperatura las cuales se colarán una sí y una no, con el fin de evitar los agrietamientos posteriores entre las juntas.

### c).- ALCAHUTARILLADO.

1.- Excavación: Se harán zanjas de 60 cm. de ancho y de profundidad variable de acuerdo a la pendiente de desagüe, para colocar tubos de concreto con diámetros de 10, 20 y 25 cm.

2.- Colchón: Se hace con el fin de que el tubo en su parte de contacto con el suelo se mantenga firme que evite los hundimientos y sea consistente. Se hace con un colchón de 10 cm. de espesor a base de tepalcates o tezontle; se cubre y apisonará el material hasta obtener una compactación adecuada.

3.- Tendido de tuberías: La tubería es de concreto simple, tipo macho y hembra. La dirección de la canalización será la que al escurrir el agua, de este modo se evita el mayor número de fugas de los líquidos que por ahí desembocan. El juntaso entre tuberías será con mortero de cemento. Una vez dada la pendiente

llamada saante, la que se dá con un banco de nivel y ayudándonos de una línea auxiliar y constante llamada escantillón. Se colocará la tu orín.

4.- Registros: Se construirán de acuerdo a especificaciones del proyecto. Con tabique de 14 cm. juntas con mortero de cal-arena-cemento. Aplanados en su interior, pulidos con cemento. Aplanados en su exterior, la tapa será de concreto pre-colado con marco metálico y rejilla para desagüe. El acabado será de acuerdo al tipo del piso en el lugar.

5.- Relleno de zanjas: Se aislará por capas de 10 a 20 cm. de espesor para dar una compactación homogénea.

6.- Descargas: Se harán con tubería de concreto simple con diámetros de 15, 20 y 25 cm. La conexión será por medio de un tubo de concreto simple a 45º, el cuál se junta al tubo de la tubería previamente perforado.

#### d).- CIMENTACION:

Cada estructura tiene que llenar sus requisitos peculiares y cada emplazamiento tiene sus características que, a veces, facilitan el proyecto y construcción económicos y otras requieren un gran cuidado y competencia para garantizar la seguridad durante la construcción y después de ella.

El proyecto y los procedimientos de construcción que se emplean deben ser los mejores teniendo en cuenta la estructura que se proyecta y el sitio de su emplazamiento.

Dadas las condiciones del proyecto y las características del terreno sobre el cual se cimentará; el tipo más adecuado de cimentación será a base de zapatas aisladas de concreto reforzado las cuales se proponen en toda la nave estructural para el soporte de la misma.

El otro tipo de cimentación que proponemos sería a base de un cimiento corrido de mampostería ó piedra breza para el soporte de los muros ó divisiones poco pesadas.

Apoyados en el trazo de los ejes principales procedemos al trazo de los ejes secundarios usando estacas de 30 cm. de largo por 3 ó 5 cm. de ancho y al centro de ellas se clavará una fachuela que nos indicará el centro de una línea o el vértice de un ángulo.

A continuación se marcará con cal el ancho del cimiento de mampostería o de la zapata según el tipo de que se trate.

### CIMENTACION CORRIDA.

Una vez marcado con el ancho de la cimentación, se hará la excavación con pico y pala hasta elevar el terreno firme para el desplante del cimiento. A continuación se colocarán cruces de maderas o niveletas en todos los ejes de la excavación y a un mismo nivel, el cual se marcará por medio de un aparato ó con una manguera que nos sirva como nivel. Esto se hace con el fin de que toda la cimentación nos quede en un plano horizontal, y a la vez nos marca el centro de la cepa y el ancho de los cimientos por medio de plomadas.

#### Características de una cimentación corrida.

- 1.- El cornamiento debe tener un mínimo de 30 cm.
- 2.- El ángulo formado con el esparpio en relación a la horizontal debe estar entre 45 y 75º, y las piedras de la mampostería que asoman a los esparpios deben formar con éstos un ángulo de 90º.
- 3.- La mampostería debe hacerse cuatrapeandolas piedras y evitando la continuidad de las juntas entre piedras. La cantidad de mezcla (cal-arena), será en proporción 1:5.
- 4.- Sobre su cornamiento se colocará una cadena de concreto armado para distribuir uniformemente las cargas sobre la mampostería.

#### ZAPATAS AISLADAS.

Con el trazo de las zapatas se procede a su excavación hasta el terreno que tenga la resistencia adecuada a la carga que se le va a transmitir. En su parte inferior se construye una plantilla de pedacería ó de concreto simple. Se arma una parrilla de acuerdo al cálculo estructural para colar la losa de la zapata. Antes del colado, se arma junto con la parrilla el dado y las varillas de la columna y contratrazos, se cimbra el dado y procedemos al colado. Para la cimbrar se usa madera, triplay o aluminio. La cimbra está sujeta a varios esfuerzos como: esfuerzos debidos a flexión, compresión y esfuerzos cortantes.

Con las zapatas aisladas de concreto reforzado se disminuyen considerablemente los asentamientos que pudiera tener el terreno constituido por arcillas con resistencias entre 15 y 20 Ton./M<sup>2</sup>.

### e).- ESTRUCTURAS.

Está formada por losas, trabes, marcos rígidos formados por trabes y columnas en un solo nivel.

#### 1.- Losas Macizas.

Son placas de concreto armado que se apoyarán en trabes y muros, con varilla de acero colocadas en la parte inferior de la losa formando retículos.- El armado inferior de las varillas se coloca en sentido transversal del lado más largo de la losa y lleva una menor separación entre varillas que la capa superior. La cimbra puede ser de madera o metálica. Usaremos la cimbra de madera -- por ser la que se encuentra a mayor disposición en el lugar. Para evitar se le pegue el concreto se le podrá una capa de lubricante (Diesel ó Aceite Químico), y además la conserva un poco más, evita que la madera absorba el agua del concreto y altere su resistencia.

Después del colado se le deberá hechar agua a la losa cada 12 horas para evitar los agrietamientos debido a la pérdida de agua por evaporación.

La cimbra se quitará a los 12 días si se utilizó cemento normal y a los 8 días si se usó cemento de resistencia rápida.

#### 2.- Losas Nervadas.

El procedimiento de construcción es el mismo que el anterior, sólo que la separación de las varillas está determinado por el cálculo estructural que nos indicará los espacios que formarán las retículas en los cuales se alojará el Block.

#### 3.- Marcos Rígidos ó Continuos.

Se construyen monolíticamente ó sea que el colado de trabes y columnas se hace como si fuera una sola pieza y con lo cual se logra mayor rigidez y los ángulos que trabes y columnas forman originalmente se mantienen sin cambiar en su intersección.

##### 3.1.- Columnas.

Su función es recibir los cargas que le transmita la trabe de concreto

armado.

Su procedimiento de construcción es el siguiente:

- 1.- Se armará de acuerdo al cálculo del proyecto con cada una de sus dimensiones. El refuerzo principal se arma en la columna. Todo el tipo de doblado se harán en frío. El re-

fuerzo se coloca en posición correcta y para evitar desplazamientos se usarán -  
cuerros de alambre racocido.

II.- La cimbra se colocará dejando un recubrimiento  
por lo menos de 2.5 cm. La cimbra será de mader  
ra, la cual previamente debe ir aceitada para  
evitar se le pegue el concreto.

III.- Se vaciará el concreto y con un vibrador se -  
acomodará para evitar huecos. El colado debe -  
ser continuo y en capas que permitan su mejor  
acomodo, si no es posible colar ininterrumpida  
mente se deberán dejar juntas de construcción  
en las formas y juntas indicadas en los planos.

#### 4.- Armaduras.

Determinados ya los espacios por cubrirse, se dimensionará el tipo  
de cubierta adecuada al tipo de proyecto. Para nuestro caso será a base de ar-  
maduras con un techado de lámina industrial.

Se armará en el taller, con el equipo necesario como son: soldado-  
ras Eléctricas y Autógenas, taladros, cortadores, esmeriles, etc., con el fin  
de hacer menos maniobras durante el montaje.

Una vez terminada de armar la armadura procedemos al montaje. Se -  
utilizará una grúa mecánica. Teniendo todo el personal disponible, desde sold-  
adores y remachadores nos disponemos a la colocación.

Primeramente se colocarán los trabes primarios que son los que son-  
ta que soportarán todo el peso de la estructura. Se dejarán fijas una por una  
dependiendo del tipo de apoyo. A continuación se colocará los largeros o tra-  
bes primarios: los largeros se remacharán ó atornillarán según el cálculo es-  
tructural y irán espaciados dependiendo del tamaño de la lámina, la cual se  
atornillará a los largeros adhiriendo unos panchos.

Previo al montaje se chepará si todas las uniones están bien  
soldadas, remachadas ó atornilladas según el tipo de que se trate.

Se trasladará en las láminas por lo menos 20 cm. en el sentido largo  
de la lámina, y un mínimo de dos pulgadas en lo ancho de la misma para evitar  
que el agua pueda filtrarse.

Una vez terminado todo el montaje se procederá a darle una pintada a base de colores estructurales con material anticorrosivo.

f).- MUROS.-

Serán de tabique rojo recocido en medidas comerciales, juntas -- con mortero cemento-arena 1:3. Se pondrán hilos guías a plomo desde el desplante del muro y después sucesivamente se irá subiendo el hilo hasta el anclaje -- del muro con el fin de que el mismo quede a plomo. El tabique deberá contrapearse para que trabaje mejor. Antes de su colocación se mojarán para evitar que -- absorban mucha agua del mortero. A partir de una altura de 1.50 mts. se usarán andamios que pueden ser de madera ó metálicos.

g).- USO DE MATERIALES CONTRA INCENDIOS.

Todos los materiales de construcción se quemar, orden, se desintegran ó se funden si la temperatura es bastante elevada. Los materiales que se empleen en la construcción resistente al fuego se pueden clasificar según su -- aplicación en: 1).- Los que sirven como miembros estructurales que soportan las cargas. 2).- Los que sirven como protección contra la acción destructiva del -- fuego para los elementos de la estructura. 3).- Los que tienen por objeto servir de barreras, dentro del conjunto contra la propagación al incendio. 4).- Los que sirven de adornos arquitectónicos y no tienen ningún valor como elementos -- de la estructura.

Los materiales de la primera clase como los que se emplean en pilos y muros deben ser incombustibles no desintegrarse ni romperse bajo la acción de cambios bruscos de temperatura y conservar toda su integridad estructural bajo la acción del fuego. Los materiales de la segunda clase, como columnas incombustibles pueden tener ó no cualidad estructural pero deben ser malos conductores -- de calor y conservar su integridad como protección del perfil que resiste la carga. Los materiales en la tercera clase como los que se emplean en la construcción de tabique resistentes al fuego, es necesario que resistan la acción de temperaturas elevadas y de las llamas sin transmitir calor bastante para quemar los materiales combustibles que se encuentran en zonas protegidas y no deben romperse ni destruirse, de manera que permitan el paso de llamas, humo ó agua. Los materiales de la cuarta clase, como pavimentos de piso y decoración deben ser incombustibles y no sostener el fuego ni transmitir las llamas a otras partes, ni,

en resumen, ayudar al incendio aportando al mismo elementos combustibles.

#### h).- ACABADOS.

##### Pisos de cemento.

Después de colocado el nivel de piso terminado, procedemos a apisonar el terreno sobre el cual se colocará un firme de concreto de 8. cm. Se colocan -- "maestras" espaciadas convenientemente con el fin de que se nivele mejor el firme. Este firme se hará en relación 1:2:4 cemento-arena-grava.

Se debe fraguar un día y en seguida se tiende un firme de cemento en proporción de 1:6 de cemento y arena fina bien cernida. Después de colocado el -- fino de cemento se le pondrá la humedad conveniente.

La herramienta necesaria para el tendido y el fino consiste en: currechera 1/2 llena metálica, con éstos haciendo novenas los circulares sobre la superficie lo damos al piso un acabado pulido. También puede ser áspero si se utilizó una plana de madera o puede ser acabado escobillado lo cual se logra pasando sobre el fino de cemento una escoba.

##### Piso de Mosaico.

La superficie sobre la cual se colocará debe estar bien apisonada, sólida y nivelada. Esta superficie puede ser de tapete, pedacera de tabique o -- firme de concreto en su desplante y en niveles superiores sobre una losa.

Se pega con una mezcla de cemento y arena en relación 1:4. Se mojarán todos los mosaicos antes de su colocación para que exista una mejor adherencia entre la mezcla y la base del mosaico. Para una mejor colocación se podrán -- hilo que nos determinarán los niveles y escuadras deseadas. Terminada la colocación, las juntas entre mosaicos se llenarán con una lechada de cemento blanco y antes de que éste seque, se pasará una copa de acerón de preferencia de pino, y con un trapo ó escobetilla se frotará el piso hasta dejarlo limpio. Para evitar que el mosaico se afloje es recomendable no pasar sobre él durante tres días.

##### Piso de Tercozo.

Sus características son: buena resistencia, se lava fácilmente, no -- contiene polvo ni se desajusta, ni le afecta el fuego. Se re un firme concreto --

pobre, bien nivelado se coloca el terrazo previamente humedecido para ligarlo con la mezcla cemento-arena-cal. Una vez colocado a los niveles deseados se procede a rellenar las juntas con una lechada de cemento blanco procurando no quede ningún hueco, dos días después con una pulidora-mecánica, se quita la capa de lechada, usando piedras de carburo de no más gruesa que del No. 80. El talot del piso es por lo general apagado, el brillo y lustre se logran a través de los lavados con jabón y agua durante varias semanas de uso. No deben usarse sustancias corrosivas para quitar las manchas porque dañan la superficie.

## NORMAS Y ESPECIFICACIONES.

### I.1.- DETALLES DEL REFUERZO.

#### CANCHOS.

a).- Consiste en una vuelta semicircular más una extensión de por lo menos 4 diámetros de la varilla, pero no menor de 6.5 cm. en el extremo libre de la varilla.

b).- Una vuelta de 90° más una extensión de por lo menos 12 diámetros de la varilla en el extremo libre.

c).- Para anclajes de estribos y anillos solameta, una vuelta de 90° ó 135° más una extensión de por lo menos 6 diámetros de la varilla pero no menor de 6.5 cm. en el extremo libre.

DOBLADO.- Todas las varillas se doblarán en frío. Ninguna varilla parcialmente ahogada en concreto deberá doblarse en el campo excepto que se indique así en los planos.

LIMPIEZA DE REFUERZO.- En el momento de colar el concreto, el refuerzo metálico debe estar libre de lodo, aceite u otro recubrimiento no metálico que puedan afectar adversamente al desarrollo de la adherencia. Es admisible una oxidación ligera.

#### ESPACIAMIENTO DE VARILLAS.

a).- La separación libre de las varillas paralelas en una capa no será menor que el diámetro nominal de las varillas, ni menor de 2.5 cm. Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos ó más capas, las varillas de las capas superiores deberán colocarse directamente arriba de las que están en las capas inferiores, con una distancia libre entre dichas capas no menor de 2.5 cm.

b).- Para que las varillas paralelas al refuerzo unidas en paquetes actúen como una unidad, deberán ser varillas corrugadas y no deberán tener más de cuatro varillas por cada paquete; esto solo se puede utilizar cuando existen estribos ó anillos que confinen a dicho paquete. Las varillas mayores del diámetro No. 11 no deberán colocarse en paquete en vigas ó trabes. En miembros sujetos a flexión, las varillas de un paquete se terminarán en puntos diferentes con una diferencia de por lo menos 40 diámetros de la varilla. Cuando la limitación de espaciamiento y recubrimiento estén regidas por el tamaño de la varilla, una unidad de varillas en paquete deberá considerarse como una varilla simple de un diámetro derivado del área total equivalente.

## REFUERZO POR CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA.

En sistemas estructurales de piso y techo, en donde el refuerzo principal se extiende solo en una dirección, se proporcionará refuerzo normal al refuerzo principal para resistir los esfuerzos por contracción y temperatura. Este refuerzo en ningún caso deberá colarse con una separación mayor que 5 veces el espesor de la losa, ni mayor de 45 cm.

## PROTECCIÓN DE CONCRETO PARA EL REFUERZO.

a).- El refuerzo de zapatas y otros miembros estructurales, principalmente en los cuales el concreto se deposita en el suelo, tendrá no menos de 7 cm. de concreto entre él y la superficie del suelo en contacto. Si las superficies de concreto después de remover las cimbras, van a quedar expuestas a la intemperie o en contacto con el suelo, el refuerzo deberá protegerse con menos de 5 cm. de concreto para varillas mayores del No. 5 y de 4 cm. para varillas del No. 5 ó menores.

b).- El recubrimiento de protección de concreto para cualquier refuerzo en superficies no expuestas directamente a la intemperie o que no están en contacto con el suelo, será no menor de 2 cm. para losas y no menor de 4 cm. para trabes y vigas.

c).- Los anillos de columnas estarán protegidos en cualquier punto por un recubrimiento de concreto de un espesor no menor de 4 cm., ni menor de  $1\frac{1}{2}$  veces al tamaño máximo de agregados.

## 2.- DATOS ESTRUCTURALES.

Las especificaciones que se siguieron fueron las del reglamento de construcciones de concreto reforzado (A.C.I. 318-71)

CONCRETO.- Será con cemento normal y un agregado máximo de  $\frac{3}{4}$  con resistencia de 210 Kg/cm<sup>2</sup> a los 28 días y un revestimiento de 8 cm. Este tipo de concreto se usará en zapatas, dados y columnas, trabes y losas.

ACERO DE REFUERZO.- Será de alta resistencia con  $f_y=4200$  Kg/cm<sup>2</sup> excepto las varillas de un cuarto de pulgada que serán de grado estructural  $f_y=4200$  kg/cm<sup>2</sup>. El acero de refuerzo en cimentación deberá ser sometido a pruebas de laboratorio especificadas por la A.S.T.M para acero de grado normal, cuyo límite elástico aparente es  $f_y=2530$  Kg/cm<sup>2</sup> y  $f_u=1265$  Kg/cm<sup>2</sup>.

PLANTILLA.- Será de concreto  $f'c=90 \text{ kg./cm}^2$ , agregado máximo de  $1\frac{1}{2}"$  y cemento normal, terminando en superficies que permitan hacer trazos. El espesor de la plantilla será de 5 cm.

FIRMES.- Sobre un relleno compactado con humedad óptima, se procederá al colado de firmes de 8 cm. de espesor, con concreto  $f'c=90 \text{ kg./cm}^2$ , agregado máximo de  $1\frac{1}{2}"$  y cemento normal, será compactado con pizón de madera, evitando queden protuberancias mayores de  $\frac{1}{2} \text{ cm.}$

CADENAS Y CASTILLOS.- Se dimensionarán de acuerdo a lo indicado a los planos, y se armarán con 4 varillas de  $\frac{3}{8}"$  con estribos de  $\frac{1}{4}"$  a cada 30 cm. siendo su  $f_y=140 \text{ kg./cm}^2$  con agregado máximo  $1\frac{1}{2}"$  y cemento normal.

Los coeficientes de seguridad empleados son :

Flexión por carga permanente----- 1.8

Para carga viva ----- 2.0

CONSTANTES PARA CÁLCULO.-

Para  $f'c=210 \text{ kg./cm}^2$  ----- $k=0.85$   $j=0.835$

$f_y=4200$  " ----- $R=17.46$   $j=.857$

ANÁLISIS DE CARGAS.-

- 1.-Peso de losas de concreto
- 2.-Peso de enladrillado y morteros
- 3.-Peso de relleno de tezontle
- 4.-Peso de carga viva.

2.1.-DATOS ESTRUCTURALES DE LA ARMADURA

a).-CARGA MUERTA.-La carga muerta que se concidera en el diseño consiste en el peso propio de la estructura y todo el material unido y soportado permanentemente por ella.

b).-CARGA VIVA.-La carga viva no deberá ser menor que la estipulada por el reglamento bajo el cual la estructura se diseñe o la dictada por las condiciones que la rodeen.

c).-VIENTO.- La estructura deberá diseñarse para absorber los esfuerzos por la presión del viento, tanto durante el montaje como después de terminado el edificio. La presión del viento depende de la forma, exposición y localización geográfica de la estructura.

d).-MATERIAL.-El acero estructural estará de acuerdo con las características siguientes: último esfuerzo a la tensión de  $4220 \text{ kg/cm}^2$  a  $5625 \text{ kg/cm}^2$ ; límite aparente de elasticidad de  $2530 \text{ kg/cm}^2$

Aceros no identificados, si están libres de imperfecciones superficiales, pueden usarse para piezas de menor importancia o para pequeños detalles donde las propiedades físicas y soldabilidad del material no afectan la resistencia de la estructura.

e).-ACERO PARA TORNILLOS Y REMACHES.-Estarán de acuerdo a las siguientes especificaciones:

Acero para tornillos -----ASTM-A-307

Acero para remaches -----ASTM-A-141

Los esfuerzos unitarios permitidos en tensión y corte para remaches, tornillos y partes roscadas( en  $\text{kg./cm}^2$  del área del remache antes de colocarse la espiga del tornillo o parte roscada ) son los siguientes: para remaches de acero A-141 en tensión  $1400 \text{ kg./cm}^2$  y en corte  $1050 \text{ kg/cm}^2$  , para tornillos y partes roscadas de acero A-307 en tensión  $980 \text{ kg/cm}^2$  y en corte  $700 \text{ kg/cm}^2$ .

Los esfuerzos permitidos en el empuje del área proyectada en el área de remaches y tornillos son los siguientes :

Para remaches ----- $2810 \text{ kg/cm}^2$

Para tornillos ----- $1760 \text{ kg/cm}^2$

f).-MATERIAL PARA SOLDADURA.-Los electrodos recubiertos para soldadura de arco, se ajustarán a las series E-60 ó 70 de las especificaciones

caciones para electrodos en soldadura de arco para aceros suaves, -- ASTM-A233.

La soldadura en chaflán, ranura tapón o bisel con penetración parcial ejecutados con electrodos de serie A-233 clase E-60 ó por -- proceso de arco sumergido grado SA-1 tienen un esfuerzo en el área de la garganta de 950 kg./cm<sup>2</sup>. en cambio los ejecutados con electrodos de serie A-233 clase E-70 ó por proceso de arco sumergido SA-2 tienen un esfuerzo de 1100 kg./cm<sup>2</sup>.

g).-CONEXIONES.- Las conexiones que transmiten esfuerzos calculados, excepto por celosías, tirantes o separadores, se diseñarán para transmitir un mínimo de 3000 kg.

h).- COLOCACION DE REMACHES, TORNILLOS Y SOLDADURA.- La colocación en los extremos de cualquier miembro al que transmiten esfuerzos axiales, deberán tener sus centros de gravedad en el eje de gravedad del miembro, a menos que se concidere devidamente el efecto de excentricidad resultante.

i).-CONEXION DE MIEMBROS A LA TENSION Y COMPRESION DE ARMADURAS Estos deberán desarrollar la resistencia requerida por el esfuerzo, pero no menos del 50 % de la resistencia efectiva del miembro. Las soldaduras en ranura de las conexiones en los extremos de los miembros en tensión ó compresión de armaduras, deberán ser de penetración completa

CAPITULO X

CUANTIFICACION LOSA NEURVURADA

ALTERNATIVA I

Excavación:

Zapata z - 1 = 24 pza x 1.45 x 1.45 x 1.20	=	60,55 m <sup>3</sup>
Zapata z - 2 = 48 pza x 1.20 x 1.20 x 1.20	=	82,95 m <sup>3</sup>
	total =	143,50 m <sup>3</sup>

Cimiento de zapatas aisladas:

z - 1 = 24 x 1.45 x 1.45 x 0.20	=	10,08 m <sup>3</sup>
z - 2 = 48 x 1.20 x 1.20 x 0.25	=	17,28 m <sup>3</sup>
	total =	27,36 m <sup>3</sup>

Columnas de concreto:

c - 1 = 48 pza x 4.50 x 0.50 x 0.25	=	27,00 m <sup>3</sup>
c - 2 = 24 pza x 4.50 x 0.50 x 0.25	=	13,50 m <sup>3</sup>
	total =	40,50 m <sup>3</sup>

Trabes de concreto

T - 1 = 48 pza x 9.00 x 0.50 x 0.25	=	54,00 m <sup>3</sup>
T - 2 = (139.20 + 146.70)(0.25)(0.30)	=	21,44 m <sup>3</sup>
		75,44 m <sup>3</sup>

Losa de concreto con nervaduras = 99.80 x 18.00 = 1796.40 m<sup>3</sup>

Contratabas de lija 75.44 m<sup>3</sup>

CUANTIFICACION ESTRUCTURA DE ACERO Y CONCRETO = ALTERNATIVA II

Excavación para zapatas = 52 pzas x 1.20 x 1.20 x 1.20 = 126.88 m<sup>3</sup>

Cimientos de zapatas aisladas.  
= 52 pzas. x 1.20 x 1.20 x 0.15 = 7.80 m<sup>3</sup>

Columnas de concreto = 52 pzas x 0.50 x 0.25 x 6.00 = 39.00 m<sup>3</sup>

ARMADURA tramos verticales = 19 x 1.75 x 26 x 4.61 kg/m = 3985.34 Kg

ARMADURA tramos diagonales = 18 x 2.015 x 26 x 8.78 Kg/m = 8278.71 Kg

ARMADURA tramos horizontales = 18 x 2 x 26 x 17.11 Kg/m = 16014.96 Kg

28280.00 Kg

Largueros de unión entre armaduras = 19 x 4.0 x 2 x 25 x 4.31 = 17,518.00 Kg

Lámina de cubierta = 100.00 x 18.00 = 1,800.00 m<sup>2</sup>

Quantificación losa maciza = Alternativa III

Excavación: Zapatas 7.1 =  $43 \times 1.40 \times 1.40 \times 1.20 = 101.13 \text{ m}^3$   
 Zapatas Z-2 =  $45 \times 1.15 \times 1.15 \times 1.20 = 71.41 \text{ m}^3$   
 Zapatas Z-3 =  $8 \times 0.85 \times 0.85 \times 1.20 = 6.93$   
 T O T A L .  $179.47 \text{ m}^3$

Cimientos de Zapatas aisladas =

Z-1 =  $43 \times 1.40 \times 1.40 \times 0.27 = 22.75 \text{ m}^3$   
 Z-2 =  $45 \times 1.15 \times 1.15 \times 0.27 = 16.08 \text{ m}^3$   
 Z-3 =  $8 \times 0.85 \times 0.85 \times 0.22 = 1.27 \text{ m}^3$   
 40.10  $\text{m}^3$

Columnas de concreto C-1 =  $96.00 \times 4.00 \times 0.4 \times 0.40 = 61.44 \text{ m}^3$

Trabes de concreto T - 1 =  $63 \times 6.00 \times 0.40 \times 0.47 = 71.06 \text{ m}^3$

T - 2 =  $218.00 \times 0.40 \times 0.37 = 32.26 \text{ m}^3$

T - 3 =  $212.55 \times 0.35 \times 0.25 = 18.59 \text{ m}^3$

T O T A L .  $121.91 \text{ m}^3$

Losa de concreto =  $99.80 \times 18.00 = 1796.40 \text{ m}^2$

Con trabes de liga  $121.91 \text{ m}^3$

Quantificación Andador.

Excavación : Zapatas =  $1.20 \times 1.20 \times 1.00 \times 26 = 63.44 \text{ m}^3$

Cimentación de zapatas aisladas =  $1.00 \times 1.00 \times 0.15 \times 26 = 3.90 \text{ m}^3$

Columnas de concreto =  $26 \times 5.00 \times 0.40 \times 0.25 = 13.00 \text{ m}^3$

Trabes de concreto T - 1 =  $4.00 \times 26 \times 0.60 \times 0.25 = 14.04 \text{ m}^3$

T - 2 =  $2.00 \times 26 \times 0.40 \times 0.15 = 3.12 \text{ m}^3$

T - 3 =  $4.00 \times 25 \times 0.25 \times 0.15 = 3.75 \text{ m}^3$

T - 4 =  $4.00 \times 50 \times 0.20 \times 0.15 = 6.00 \text{ m}^3$

26.91  $\text{m}^3$

Losa de concreto con Nervaduras =  $100.00 \times 6.00 = 600.00 \text{ m}^2$

PRESUPUESTO LOSA NERVURADA.

Excavación	143.50 m <sup>3</sup>	x 30.00	\$ 4,305.00
Zapatas	27.36 m <sup>3</sup>	x 3600.00	\$ 98,496.00
Columnas	40.50 m <sup>3</sup>	x 3600.00	\$ 145,800.00
Trabes	75.44 m <sup>3</sup>	x 3600.00	\$ 271,584.00
Losa	1796.40 m <sup>3</sup>	x 3300.00	\$ 538,920.00
Contrabes.	75.44 m <sup>3</sup>	x 3600.00	\$ <u>271,584.00</u>
			1,330,689.00

Presupuesto. Estructura de Acero y Concreto.

Excavación	126.88 m <sup>3</sup>	x 30.00	\$ 3,806.40
Zapatas	25.37 m <sup>3</sup>	x 3,600.00	\$ 91,332.00
Columnas	39.06 m <sup>3</sup>	x 3,600.00	\$ 140,400.00
Estructura Trabes de acero	2,828.00 Kg	x 18.00	\$ 509,040.00
Estructura Largeros	17,518.00 Kg	x 18.00	\$ 315,324.00
Lámina Estructural y colocación	1800.00 m <sup>2</sup>	x 82.00	\$ <u>147,600.00</u>
			1207,502.40

Presupuesto Losa Maciza.

Excavación	179.47 m <sup>3</sup>	x 30.00	\$ 5,384.10
Zapatas de Concreto	40.10 m <sup>3</sup>	x 3600.00	\$ 144,360.00
Columnas	61.44 m <sup>3</sup>	x 3600.00	\$ 221,184.00
Trabes.	121.91 m <sup>3</sup>	x 3600.00	\$ 438,876.00
Losa de concreto	14 cm. 1796.40 m <sup>2</sup>	x 300.00	\$ 538,920.00
Con trabes de liga	121.91 m <sup>3</sup>	x 3600.00	\$ <u>438,876.00</u>
			1,787,600.10

PRESUPUESTO LOSA NERVURADA ANDADOR.

Excavación	63.44 m <sup>3</sup>	x \$ 30.00	\$ 1,903.20
Zapatas.	3.90 m <sup>3</sup>	x \$ 3600.00	\$ 14,040.00
Columnas	13.00 m <sup>3</sup>	x \$ 3600.00	\$ 46,800.00
Trebes.	26.91 m <sup>3</sup>	x \$ 360.00	\$ 96,876.00
Losas de concreto			
	600.00 m <sup>2</sup>	x \$ 300.00	\$ 180,000.00
			\$ 339,619.20

## CONCLUSIONES.

La realización del proyecto trae como consecuencia el incremento del desarrollo de la región en los diferentes aspectos socio-económicos, incremento de la demografía del lugar, y además de llenar la función y necesidad a que fue creado.

En este proyecto se tomaron las siguientes consideraciones:

1.- ARQUITECTONICO: se propusieron los espacios arquitectónicos requeridos para la funcionalidad de cada zona, considerando no satisfacer las necesidades actuales sino también las futuras.

En el cálculo estructural de cada alternativa se emplearon los procedimientos adecuados a la práctica dentro de las mismas, y de acuerdo a las soluciones empleadas en el proyecto deducimos los siguientes conceptos.

Las losas nervuradas nos proporciona las siguientes ventajas:

- a).- Aligera el peso total de la losa.
- b).- Ahorro de acero y cemento.
- c).- Ahorro de mano de obra.
- d).- Resulta mas económico que la losa macisa. (1,330.000.00)
- e).- Mas resistente por sus nervaduras.
- f).- Cubren claros mas grandes que las losas macisas.

Las losas macisas tienen sus distintas ventajas dependiendo de su distancia entre columnas, la magnitud de la carga que van a soportar, de la magnitud de los claros y del costo de la construcción.

- a).- Mayor peso de la losa.
- b).- Requiere de mayor cantidad de acero y cemento.
- c).- Empleo de mas mano de obra.
- d).- Su costo total es mas elevado (\$1,787.000.00).
- e).- Menor resistencia que la losa nervurada.
- f).- Cubre claros muy cortos.

De la estructura de acero obtenemos las siguientes ventajas:

- a).- Menor peso total que las estructuras de concreto (nervadura y macisa).

- b).- Solo se utilizará la mano de obra calificada deseada.
- c).- Mas económica que las losas macizas y nervaduras (\$1,200.000.Uu)
- d).- Ahorro de tiempo en cuanto a la programación de elementos estructurales.
- e).- Disponibilidad de espacio dentro de la obra por cubrir grandes claros.

Tomando en consideración las condiciones que nos regiran en el proyecto como lo son: abatir los costos totales de la obra, las condiciones de estética que para este caso se requieren, el espacio por cubrir, el tiempo de terminación de la obra, la funcionabilidad del proyecto, hemos visto que la mejor alternativa resultó ser la estructurade de acero en base a lo siguiente: Resultó ser mas económica que las demás cubiertas, de acuerdo a los presupuestos; resuca el tiempo de terminación de la obra porque la estructura se puede mandar fabricar al momento de empezar los trabajos de construcción; obtenemos mas espacio en cuanto a la funcionabilidad que para este tipo de proyecto es requerido y durante el transcurso del avance de la obra ese espacio es aprovechado para hacer otro tipo de maniobras, lo que no se puede hacer en las estructuras de concreto debido al hábilido de al Habilitado de las cimbras. En cuanto a la funcionabilidad obtenemos elementos estructurales mas esbeltos y claros mas grandes.

3.- Con respecto a los materiales utilizados, son fácil de encontrarse y disponer de ellos en el momento preciso, en que se necesiten como lo son el concreto y acero.

4.- Los procedimientos constructivos de cada uno de los elementos se procurará cumplir los siguientes requisitos: mano de obra calificada en el lugar, maquinaria adecuada, optimización de tiempo y movimientos y el abastecimiento eficiente de los materiales. El cumplimiento de todos estos puntos trae como consecuencia un avance de obra de acuerdo con la programación y por lo tanto un mejor aprovechamiento de la inversión que se haga en la obra.

5.- Por lo que respecta al costo total de la obra solo se consideró la cimentación y la estructura, en vista de que los demás conceptos que darían integrados dentro del presupuesto y serían igual en cada una de las alternati-

vas.

En cuanto al financiamiento de la obra estará a cargo de la Junta Directiva que integran cada una de las líneas de Autobuses. Para el mantenimiento de la Central Camionera estará a cargo de un administrador nombrado por la Junta Directiva de las Líneas de Autobuses, el cual se encargará del funcionamiento de todas las instalaciones, así como controlar el personal de servicio.

## B I B L I O G R A F I A

- 1.- Ayala Echávarri Rafael. "Geografía e Historia de San Juan del Río, Qro."
- 2.- M. Ferguson Phil, "Teoría Elemental de concreto reforzado". Editorial - CECSA, México p.p. 786.
- 3.- Parker Harry, "Diseño simplificado de concreto reforzado", Editorial -- LIMUSA, México-1976.
- 4.- Bresler, Lin y Scalzi, "Diseño de estructura de acero" Editorial LIMUSA WILEY, S.A. México 1970.
- 5.- Muñoz Casas A. "Teoría elemental del concreto reforzado" (Quinta edición) Editorial HERRERO, S.A. México p.p. 622.
- 6.- Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto A.C.I. "Reglamento de las -- Construcciones del concreto reforzado. (ACI-318-71)
- 7.- Compañía Fundidora de Fierro y Acero de Monterrey, S.A. "Manual Para Constructores" 1965.
- 8.- E. Kidder Frank y Parker Harry. "Manual del arquitecto y del Constructor" Editorial UTEHA 1967.
- 9.- "Reglamento de Construcciones". México-1975.

TESIS

TESIS POR  
COMPUTADORA  
UNICO SISTEMA  
EN MEXICO

MEDICINA 25 LOCAL 3

550-72-57  
CIUDAD UNIVERSITARIA

MEXICO