

2
24.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

"CAMPUS ARAGON"

**" PROYECTO Y CONSTRUCCIÓN DE LA
CIMENTACIÓN DEL EDIFICIO DE
INNOVACIONES TECNOLOGICAS EN LA
ENEP ARAGÓN "**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE :
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A
SALVADOR ALVARES MUÑOZ



MEXICO

1997

**TESIS CON
FALTA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

ARAGÓN
DIRECCION
DUPLICADO

SALVADOR ALVAREZ MUÑOZ
P R E S E N T E .

En contestación a su solicitud de fecha 24 de octubre de 1995, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. AMILCAR GALINDO SOLÓRZANO pueda dirigir el trabajo de Tesis denominado "PROYECTO Y CONSTRUCCIÓN DE LA CIMIENTACION DEL EDIFICIO DE INNOVACIONES TECNOLÓGICAS EN LA ENEP-ARAGÓN", con fundamento en el punto 6 y siguientes del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPRITU"
San Juan de Aragón, México, 24 de octubre de 1996.
EL DIRECTOR

Mariolaudino C. MERRIFIELD CASTRO

Nota: La aceptación del tema de tesis y asesor de la misma fue registrado en la Unidad Académica de esta Escuela con fecha 24 de noviembre de 1995.

c c p Unidad Académica.
c c p Jefatura de Carrera de Ingeniería Civil.
c c p Asesor de Tesis.

CCMC/AIR/1/a.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGON - UNAN

INGENIERIA CIVIL

LIC. ALBERTO IBARRA ROSAS
JEFE DE LA UNIDAD ACADERICA
P R E S E N T E.

Me dirijo a usted, para informarle que el C. ALVAREZ MUÑOZ SALVADOR pasante de la Carrera de Ingeniería Civil, con número de cuenta 8719270-6 ha terminado la elaboración de la tesis profesional titulada:
"PROYECTO Y CONSTRUCCION DE LA CIMENTACION DEL EDIFICIO DE INNOVACIONES TECNOLOGICAS EN LA ENEP ARAGON".

Lo que comunico a usted para los fines que se estime procedente.

A T E N T A M E N T E
" POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU "
San Juan de Aragón, Edo. de Méx., a 18 de Octubre de 1996.

DIRECTOR DE TESIS


ING. AMILCAR GALINDO SOLORZANO

Va. Bo.


M. en I. DANIEL VELAZQUEZ VAZQUEZ
JEFE DE CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

c.c.p ING. MANUEL MARTINEZ ORTIZ, Jefe del Depto. de Servicios Escolares
M. en I. DANIEL VELAZQUEZ VAZQUEZ, Jefe de Carrera de Ing. Civil
ING. JUAN CARLOS ORTIZ LEON, Srio. Téc. de Ing. Civil
ASESOR DE TESIS
COMITE DE TESIS
INTERESADO



UNIVERSIDAD NACIONAL

AVENIDA DE
MEXICO

ES

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGON
JEFATURA DE CARRERA DE INGENIERIA CIVIL
OF. NO. 3010/10/76.

LIC. ALBERTO IBARRA ROSAS
JEFE DE LA UNIDAD ACADÉMICA
P R E S E N T E .

Por medio de la presente se certifica para los efectos de los
profesores que sugiere indicaron el periodo del examen profesional
del alumno: SALVADOR ALVAREZ MUÑOZ, con el tema de tesis: "PROYEC-
TO Y CONSTRUCCION DE LA CIMENTACION DEL EDIFICIO DE INNOVACIONES
TECNOLOGICAS EN LA ENEP ARAGON".

PRESIDENTE :	ING. AMILCAR GALINDO SOLORZANO	01-03-56
V O C A L :	ING. JOSE MARIO AVALOS HERNANDEZ	01-05-54
SECRETARIO :	ING. GILBERTO GARCIA SANTAMARIA GLEZ.	00-05-59
SUPLENTE :	M. EN I. DANIEL VELAZQUEZ VAZQUEZ	14-05-93
SUPLENTE :	ING. JUAN CARLOS ORTIZ LEON	16-03-93

Quiero señalar que el director de la tesis es el ING. AMILCAR -
GALINDO SOLORZANO, el cual está incluido en base a lo que dice el
Reglamento de exámenes Profesionales de esta escuela.

A T E N T A M E N T E
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPERANZA"
San Juan de Aragón, Edo. de Mex., a 04 de Noviembre de 1990
EL JEFE DE CARRERA

M. EN I. DANIEL VELAZQUEZ VAZQUEZ



- C.C.O. ING. MANUEL MARTINEZ ORTIZ-Jefe del Depto. de Serv. Esc. -
- ING. JUAN CARLOS ORTIZ LEON-Srio. 150. de Ing. Civil
 - ING. AMILCAR GALINDO SOLORZANO-Asesor de Tesis
 - COMITE DE TESIS
 - INTERESADO

069/1jv.

Dedico El Presente Trabajo

A Mis Padres

Jesús Álvarez Ch. Y Margarita Muriel De A.

En Agradecimiento Por Ser En El Origen

De Siempre Me Han Sostenido, Con El Cual

Se Llegó A Abrazar

Me Mis Grande Meta En La Vida

A Mis Hermanos

Gerónimo, Jesús, Ramón,

Alvaro, Esteban Y Oscar

Por Todos Los Consejos

Con Los Que Siempre He

Me Cuidado

A Mi Hermana

M. Angélica

Por Su Gran Ayuda Incondicional

Que Siempre Me Ha Dado Y Por

Su Colaboración En La Realización

De Esta Tesis

A Mi Novia

Diana Susana Mendez M.

Quien Me Ha Acompañado

Durante Toda Mi Carrera

Y Ha Compartido Todos Mis

Problemas Y Alegrías.

A Mis Compañeros Y Amigos

Con Quienes Compartí

Las Aulas De Clase,

Estimulando

Siempre Para Seguir Adelante

A Mis Maestros

Por Haberme Heredado

Lo Más Grande De Ellos

En Sabiduría Y Conocimientos

Agradeco Muy Especialmente
al Ing. Amkar Baldo S.
Por su gran apoyo y tiempo
que me presta la realización de
este Test

A Los Ingenieros
Daniel Velázquez Velázquez
Juan Carlos Ortiz León
Eduardo Torres Hernández S.
José María Víctor Hernández
Por todo lo que aportaron
en este Test

A Todos Muchas Gracias...

CONTENIDO

PAGINA

CAPITULO I	INTRODUCCION.....	I.1
CAPITULO II	DESCRIPCION DEL PROYECTO.....	II.1
II.1.	Antecedentes.....	II.1
II.1.1.	Nuevas Escuelas Profesionales.....	II.2
II.2.	Justificación del Proyecto.....	II.3
II.3.	Características del Proyecto.....	II.4
II.3.1.	Materiales.....	II.5
II.4.	Características de la Zona.....	II.6
CAPITULO III	ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS.....	III.1
III.1.	Introducción.....	III.1
III.2.	Exploración.....	III.1
III.2.1.	Descripción del Sitio y Reconocimiento de la Zona.....	III.1
III.2.2.	Equipo Utilizado.....	III.2
III.2.3.	Ejecución de los Sondeos Profundos.....	III.2
III.3.	Ensayes de Laboratorio.....	III.3
III.3.1.	Pruebas Índice.....	III.3
III.3.2.	Pruebas Mecánicas.....	III.5
III.3.3.	Consolidación Unidimensional.....	III.6
III.4.	Resultados Obtenidos.....	III.8
III.4.1.	Estratigrafía del Suelo.....	III.8
III.4.2.	Capacidad de Carga Superficial.....	III.10
III.4.3.	Hundimientos.....	III.11
III.4.4.	Conclusiones del Estudio.....	III.12
CAPITULO IV	ALTERNATIVAS DE CIMENTACION.....	IV.1
IV.1.	Análisis de Cargas Actuantes.....	IV.1
IV.1.1.	Carga Muerta.....	IV.2

IV.1.1.1.	Carga Muerta del Edificio que nos Ocupa.....	IV.3
IV.1.2.	Carga Viva.....	IV.3
IV.1.2.1.	Carga Viva del Edificio que nos Ocupa.....	IV.4
IV.2.	Metodología para la Valuación de las Cargas Actuantes.....	IV.5
IV.2.1.	Análisis de la Primera Sección.....	IV.10
IV.2.2.	Análisis de la Segunda Sección.....	IV.21
IV.2.3.	Análisis de la Tercera Sección.....	IV.24
IV.2.4.	Análisis de la cuarta Sección.....	IV.28
IV.2.5.	Suma Total de Reacciones en las Columnas del Nivel 2 Entrepiso.....	IV.32
IV.3.	Alternativas de Cimentación.....	IV.48
IV.3.1.	Primera Alternativa de Cimentación.....	IV.49
IV.3.1.1.	Capacidad de Carga.....	IV.50
IV.3.1.2.	Asentamientos.....	IV.51
IV.3.1.2.1.	Cáculo de Asentamientos Inmediatos.....	IV.51
IV.3.1.2.2.	Asentamientos por Consolidación.....	IV.57
IV.3.2.	Segunda Alternativa de Cimentación.....	IV.59
IV.3.2.1.	Condiciones Estáticas.....	IV.59
IV.3.2.2.	Condiciones Sísmicas.....	IV.64
IV.3.2.3.	Distribución Definitiva de Pilotes.....	IV.72
IV.3.2.4.	Estimación de los Asentamientos.....	IV.73

CAPITULO V

DISEÑO GEOTECNICO DE LA CIMENTACION DEFINITIVA.....

V.1

V.1.	Diseño de Cimentación Compensada.....	V.1
V.1.1.	Cimentación.....	V.2
V.1.2.	Excentricidad de Cargas.....	V.3
V.1.3.	Determinación de las Condiciones de Trabajo.....	V.4
V.1.3.1.	Cálculo de Asentamientos.....	V.4
V.2.	Condiciones Estáticas.....	V.9
V.3.	Análisis Sísmico.....	V.12
V.3.1.	Condiciones Sísmicas.....	V.13

CAPITULO VI

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACION DEFINITIVA.....

VI.1

VI.1.	Análisis de la Estructura.....	VI.1
VI.1.1.	Obtención de las Fuerzas Internas.....	VI.2

VI.2.	Diseño de la Contratrabe Eje e.....	VI.2
VI.2.1.	Cálculo del Diseño de la Contratrabe Eje E.....	VI.4
VI.3.	Análisis de la Contratrabe Eje 6.....	VI.11
VI.4.	Diseño de la Contratrabe Eje 6.....	VI.12

CAPITULO VII	PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS.....	VII.1
---------------------	--	--------------

VII.1.	Introducción.....	VII.1
VII.2.	Limpieza del Terreno.....	VII.2
VII.3.	Trazo y Nivelación del Terreno.....	VII.3
VII.4.	Excavación.....	VII.4
VII.5.	Colado de la Plantilla de Concreto.....	VII.6
VII.6.	Habilitado del Acero.....	VII.7
VII.6.1	Habilitado del Acero en el Cajón del Auditorio.....	VII.12
VII.7.	Colado de la Losa de Cimentación.....	VII.15
VII.8.	Cimbrado del Muro de Contención y de las Contratraves.....	VII.17
VII.8.1.	Colado del Muro de Contención y de las Contratraves.....	VII.18
VII.8.2.	Descimbrados.....	VII.19
VII.9.	Enrasado e Impermeabilizado.....	VII.20
VII.10.	Edificación de la Losa Tapa.....	VII.21

CAPITULO VIII	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	VIII.1
----------------------	--	---------------

BIBLIOGRAFIA

CAPITULO I

CAPITULO I

INTRODUCCIÓN

En los últimos años la creación de nuevas instalaciones en la **ENEP Aragón** ha sido muy importante para su infraestructura; el aumento de la población estudiantil que año con año se presenta y sobre todo la creciente necesidad de aumentar y reafirmar sus conocimientos, ha originado una gran demanda en sus instalaciones, comenzando a ser insuficiente el servicio que estas prestan.

Desde 1993 la **UNAM**, como rectora de las **ENEP**, ha analizado estos problemas y previniendo un retraso cultural en sus estudiantes, empezó a realizar nuevos proyectos, entre ellos la creación de un nuevo edificio en su **Campus Aragón**; mismo que dispondrá de instalaciones propias para un mejor desarrollo académico de sus alumnos. Este contará con nuevos laboratorios, para las carreras de Ingeniería Mecánica-Eléctrica, Computación, Civil y Diseño Industrial.

Es así como nace la creación de un nuevo edificio, el edificio de "**Innovaciones Tecnológicas**"

El presente trabajo tiene como objetivo, el mostrar los pasos que se fueron siguiendo para analizar, diseñar y construir la cimentación de dicho edificio.

Como primer punto, en el **Capítulo II**, se comenta brevemente los orígenes de la Universidad, así como su descentralización. Se justifica la necesidad de edificar una nueva infraestructura que estimule y difunda la actividad académica.

También se mencionan las características principales del edificio **Tecnológico Aragón**, su forma, distribución, cimentación, estructura, etc.; se describen los materiales que se utilizaron para la construcción, así como sus especificaciones de diseño.

Se considera también, dentro de este capítulo, una pequeña descripción de la zonificación en la que se ha dividido el Valle de México, indicando la zona en la cual está comprendido el lugar de la construcción.

En el **Capítulo III** se detalla el estudio de mecánica de suelos, el cual constó de dos sondeos mixtos recuperando muestras alteradas e inalteradas, estas últimas fueron extraídas por medio de tubo Shelby o tubo de pared delgada, y analizar sus muestras mediante pruebas de compresión triaxial, mostrando sus resultados finales del estudio al término del capítulo.

En base a lo anterior se determinan las bases y condiciones del diseño y construcción de la cimentación del edificio.

En el siguiente capítulo a (**Capítulo IV**), como primer análisis se determina el peso de toda la estructura, ejemplificándola mediante una baja de cargas correspondiente al segundo nivel, mostrando después los resultados finales de cada planta y el peso total de la estructura.

Obtenido el valor del peso del edificio se propone alternativas de cimentación, las cuales se analizan para poder determinar cual es el tipo más apropiado de cimentación en función de su seguridad tiempo y costo.

La primera alternativa de cimentación es a base de una losa de cimentación, ésta es desechada por exponer la seguridad del edificio, debido a los asentamientos excesivos que resultan.; la Segunda Alternativa es una cimentación combinada de la anterior y pilotes de fricción, en este caso resulta un asentamiento mayor que el esperado, pero sin llegar a poner en riesgo la seguridad de la estructura, sin embargo, para reducir el asentamiento, se sugiere alargas más la longitud de los pilotes; y es aquí donde se descartaría esta alternativa, ya que al incrementar la longitud de los pilotes, se incrementa también el costo de la cimentación y por consiguiente se encárese más la edificación del edificio.

En el **Capítulo V**, se propone una tercera alternativa, realizando el diseño geotécnico para un tipo de cimentación compensada, a base de un cajón de cimentación desplantado a una profundidad de

aproximadamente 3.00m. Se analiza entonces la cimentación estimando sus asentamientos y verificando su seguridad en condiciones sísmicas. Al final del capítulo se recomienda éste tipo de cimentación para el edificio en proyecto.

Siguiendo con el **Capítulo VI**, se verifica el diseño estructural de la cimentación; aquí se maneja una planta idealizada con las mismas cargas, con un área semejante a la original y con el mismo número de columnas que se marcan en el proyecto, lo anterior se realiza, para facilitar los cálculos de diseño, y generalizando el diseño con la muestra de la metodología para dos de las contratraves que atraviesan el cajón en las en las direcciones largo y corto, determinando el cortante y sus momentos mediante el método de la viga flotante, diseñándolas después estructuralmente de acuerdo al ACI (American Concrete Institute).

En el **Capítulo VII** se desarrolla el procedimiento constructivo que se siguió para la edificación de los cajones de cimentación para cada uno de los cuerpos que componen el edificio, mostrando fotografías que ayudan a la descripción de la construcción.

Finalmente en el **Capítulo VIII** se dan las conclusiones que se derivaron de todo el proceso, desde su análisis hasta su construcción, comentando también algunas situaciones de trabajo que se presentaron durante la ejecución de la cimentación, a demás se dan recomendaciones para el procedimiento constructivo de este tipo de cimentaciones.

CAPITULO II

CAPITULO II

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

II.1. Antecedentes

La Universidad Nacional Autónoma de México tiene sus orígenes en 1551, naciendo como la Real y Pontificia Universidad de México, ubicada ésta en el centro de la ciudad; toma como modelo la Universidad de Salamanca rigiéndose con los mismos estatutos de la Universidad Española.

Cerrada por decreto por el gobernador Maximiliano en 1865 no abre sus puertas hasta el año de 1910 cuando Justo Sierra y Ezequiel A. Chavez promueven la reapertura para así subsanar la carencia de un centro de educación superior, indispensable para la investigación científica, fomentando la educación y la cultura.

En 1921, José Vasconcelos, entonces rector, proporciona el escudo y el lema que identificara a la Universidad en el futuro. El 10 de junio de 1929, se concede la autonomía universitaria a merced de un decreto expedido por el Lic. Emilio Portes Gil, Presidente Provisional de la República Mexicana. Sin embargo, aún quedaban nexos entre la Universidad y el Estado, y no es sino hasta el 19 de agosto de 1933 que el H. Congreso de la Unión expidió la Ley que otorga plena autonomía a la Universidad, constituyendo el Consejo Universitario como órgano supremo de la Universidad.

Esta organización dura hasta el 30 de diciembre de 1944 cuando a raíz de un conflicto interno, el Presidente Constitucional General Manuel Ávila Camacho, promulga una nueva Ley Constitutiva. Esta crisis trajo también como consecuencia la destitución de las autoridades universitarias de ese momento. Para reorganizar la vida universitaria se llamó a todos los ex-rectores para estudiar las futuras bases, legales de la estructura universitaria, de esta manera, se integró el Consejo Constituyente Universitario, quedando como rector interino el Dr. Alfonso Caso.

Las deliberaciones del Consejo Constituyente condujeron a la elaboración de una nueva Ley Orgánica y Estatuto General que aprobó el H. Consejo Universitario el 9 de marzo de 1945, y son los fundamentos legales de los actuales objetivos, funciones y estructura de la Universidad Nacional Autónoma de México.

II.1. 1 Nuevas Escuelas Profesionales

La descentralización de la UNAM, se hace necesaria frente al incesante aumento de la población universitaria, que provoca problemas de espacio y servicios, deteriorando las condiciones para la docencia y la investigación; por ello, definió su política de crecimiento para que, conjuntamente con otras instituciones, satisficieran la demanda de educación superior del área metropolitana de la Cd. de México.

Para solucionar este problema las autoridades de la Universidad iniciaron un programa de descentralización que permitiría aliviar muchas dificultades y, al mismo tiempo, podría ofrecer servicios de educación superior y desarrollar la investigación y la difusión cultural en otros sitios de la metrópoli, manteniendo un adecuado equilibrio entre instalaciones, personal y alumnado.

Se observó la necesidad de nuevos centros universitarios en el noreste y oriente de la Cd. de México; junto con las instalaciones de Ciudad Universitaria se formarían los tres núcleos: noreste, oriente y C. U., donde la UNAM cubriría la demanda de educación superior, investigación y difusión.

Dentro de los objetivos que se contemplaron para este programa, estaba el de distribuir adecuadamente las instalaciones, número de alumnos y personal docente. El objeto de esta innovación era evitar los inconvenientes que presentan las grandes distancias, así como de aprovechar la oportunidad que ofrece la creación de nuevas escuelas universitarias para incorporar nuevas técnicas en las estructuras académicas y propiciar la superación de los niveles académicos.

El núcleo noroeste de educación superior está formado por las tres escuelas siguientes:

- a).- Escuela Nacional de Estudios Profesionales Cuautitlán (ahora FES Cuautitlán)
- b).- Escuela Nacional de Estudios Profesionales Acatlán
- c).- Escuela Nacional de Estudios Profesionales Iztacala

El núcleo Oriente está conformado por:

- a).- Escuela Nacional de Estudios Profesionales Zaragoza (ahora FES Zaragoza)
- b).- Escuela Nacional de Estudios Profesionales Aragón

Las tres escuelas que forman el núcleo noroeste y oriente de la UNAM, ofrecen diversas alternativas profesionales, cuya organización académica permite la interacción entre las carreras universitarias, haciendo posible la planeación interdisciplinaria de nuevas orientaciones profesionales y programas de investigación, acordes a las necesidades del desarrollo de nuestro país.

II. 2 Justificación del Proyecto

En la actualidad la **Universidad Nacional Autónoma de México** es una de las instituciones con mayor demanda de alumnos en todos sus centros de estudio, es por esta causa que padece innumerables necesidades que requieren satisfacción inmediata.

Una de esas necesidades es el espacio de sus instalaciones, donde cada vez es más difícil de que estas cumplan y satisfagan las necesidades de los alumnos en cuestiones académicas. Por ello es necesario la ampliación o el mejoramiento de dichas instalaciones.

Para darla solución a este problema que día con día se vislumbraba con mayor inquietud, las autoridades la Universidad realizaron estudios de factibilidad para crear nuevos proyectos de **infraestructura** en algunos de sus campus.

La solución para la mejora en la **UNAM** consiste en poner a disposición un adecuado equipo en instalaciones, así como de instrumentos que resulten prácticos funcionales y cómodos, y con ello mejorar el nivel académico.

Por tales motivos en el **Campus Aragón** se proyecta la construcción del **Edificio de Innovaciones Tecnológicas**, con el objetivo primordial de complementar e impulsar más el desarrollo científico y tecnológico en la comunidad de este plantel. Con ello se pretende garantizar un mejor nivel académico que respalde la actividad profesional de los egresados de esta institución.

II.3. Características del Proyecto.

En la **Universidad Nacional Autónoma de México** dentro de su **Campus Aragón**, ubicado en Av. Central y Hacienda Rancho Seco s/n, colonia San Juan de Aragón, Edo. de México se proyecta la construcción de un edificio el cual estará destinado a alojar laboratorios para las carreras de Ingeniería Mecánica-Eléctrica, Computación, Civil y Diseño Industrial a demás también se habilitará un nuevo auditorio. Ver figura 2.1.

El edificio en su conjunto es una ampliación a las instalaciones ya existentes, éste estará integrado por dos elementos separados por una junta constructiva de 10 cm libres.

El primer cuerpo del edificio es el que pertenecerá a los laboratorios y tendrá tres niveles. Dicho cuerpo se conforma por marcos planos ortogonales de concreto armado, formados éstos por trabes y columnas; el tablero así formado es de 9.00 * 9.00 m. sobre las trabes principales se apoyan trabes secundarias colocadas a 3.00 m unas de otras.

El sistema de piso para los niveles 1, 2 y 3 (azotea), es una loza plana de concreto macizo reforzado de 10 cm de espesor colocada monolíticamente con sus apoyos (trabes) mismos que descansan sobre columnas.

PLANTA DE LOCALIZACION

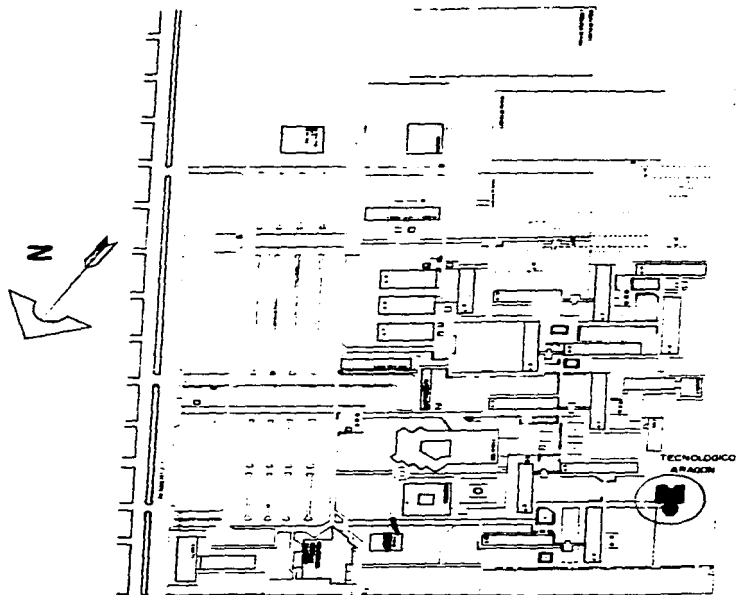
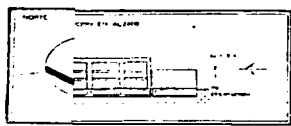
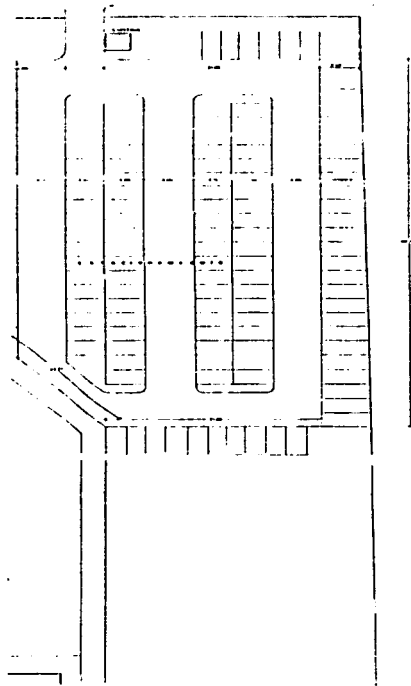




Figura 2.2



	UNAM ENEP ARAGON	
	TESIS PROFESIONAL	
PLANTA DE CONJUNTO		
ALVARO ALONSO	M. EN E.	INGENIERIA CIVIL
SALVADOR	OCTUBRE 1966	

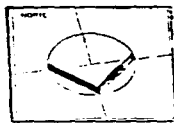
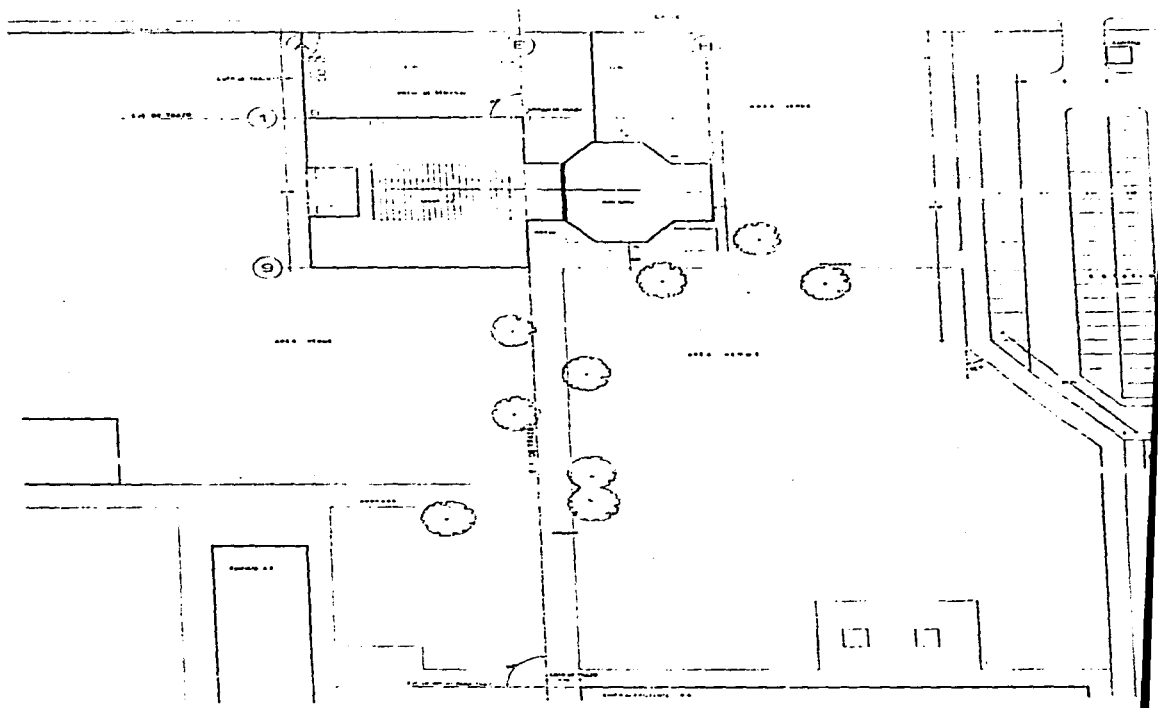


TABLEAU DES COORDONNEES

NO	X	Y
1	100	100
2	100	200
3	200	200
4	200	100
5	300	100
6	300	200
7	400	200
8	400	100
9	500	100

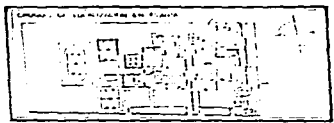
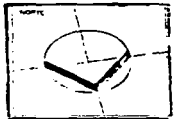
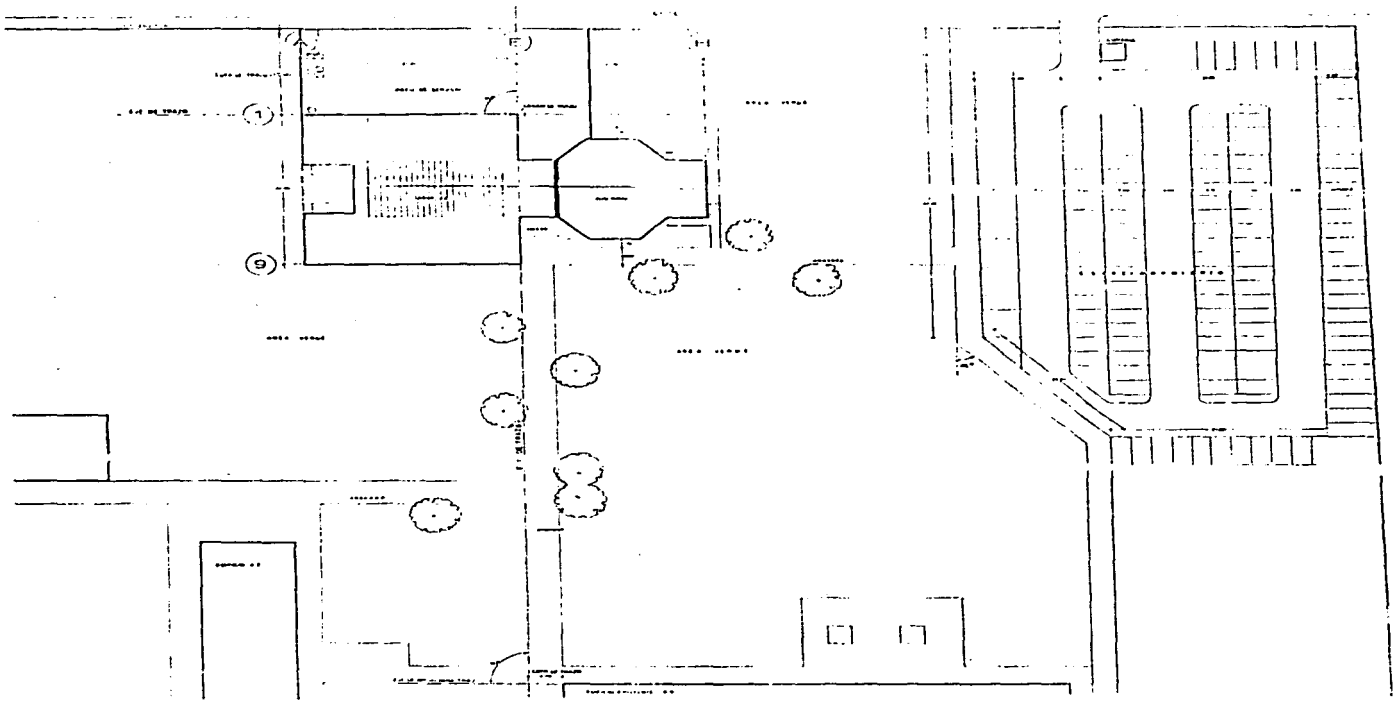


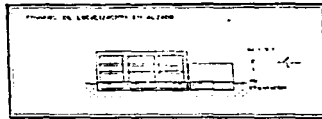
TABLEAU DES DIMENSIONS EN METRES

NO	LONGUEUR	LARGEUR
1	100	100
2	100	100
3	100	100
4	100	100
5	100	100
6	100	100
7	100	100
8	100	100
9	100	100



NOTA: SEY. 2011

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	VALOR UNITARIO	TOTAL
...
...
...
...
TOTAL				7.227,00



UNAM	
ENEP ARAGON	
TESTE PROFESIONAL	
PLANTA DE COMPUROS	
ALVAREZ, ALEJANDRO	FECHA DE EMISIÓN: OCTUBRE 2011
EL VALEJO	

El segundo cuerpo tiene un nivel y será destinado para un auditorio con una capacidad de 150 espectadores aproximadamente, está estructurado con muros de carga perimetrales de block cemento-arena tipo pesado de 20*20*40 cm , confinados éstos con dalas y castillos. La cubierta del auditorio será de material multy-panel de 2 plg de espesor, la estructura así conformada estará apoyada sobre largueros metálicos de 8 MT-14, que a su vez se apoyadas sobre armaduras metálicas de alma abierta con pendiente del 20%.

La cimentación de los dos cuerpos será por sustitución total; en ambos casos el cajón de cimentación estará integrada por una losa de fondo de 20 cm de espesor, contra trabes interiores enrasadas con tabique rojo recocido y un muro de contención perimetral.

Los muros del edificio que pertenecerá a los laboratorios, son de block hueco esmaltado, tipo Santa Julia de 10x10x20 cm, con refuerzo interior integrado, no teniendo ninguna función estructural, son de relleno y estarán desligados de la estructura.

II.3.1. Materiales

Las características mecánicas de los materiales a utilizar son las siguientes:

- o **Concreto:** $F'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
- o **Acero** : $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$; excepto para las varillas del No. 2 en que
 $F_y = 2320 \text{ kg/cm}^2$
 $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ para las placas y perfiles laminados en caliente
 $F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$ para los largueros metálicos 8 MT-14

El peso volumétrico de los otros materiales que intervienen en el desarrollo del proyecto, se tomó según se especifica en el reglamento de construcciones y servicios urbanos del Distrito Federal.

II.4 Características de la Zona

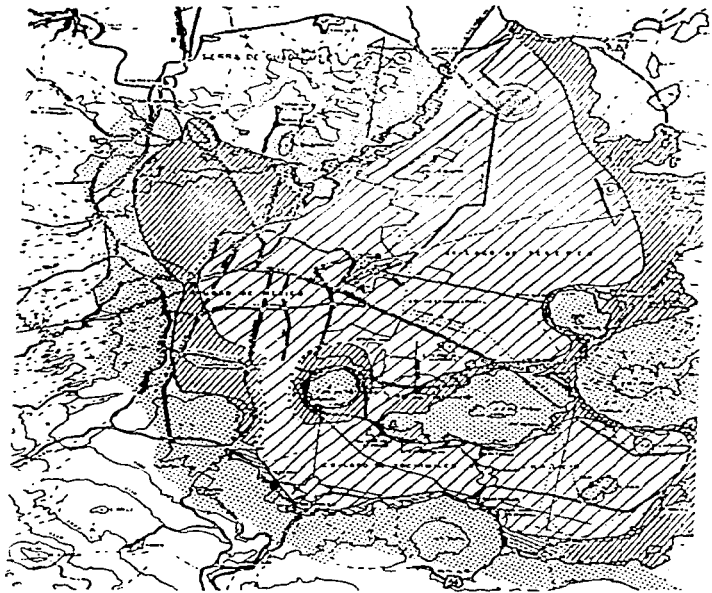
Antes de exponer los resultados obtenidos de los trabajos de campo, así como de la pruebas de laboratorio, correspondientes al subsuelo donde será alojado el edificio de **Innovaciones Tecnológicas**, se realizará una breve descripción de la zonificación del Valle de México.

En la época prehispánica el **Valle de México** comprendía dos zonas, la del lago, en medio de la cual estaba el Islote o Chinampa de Tenochtitlán, y la zona de colinas vecinas o de Lomas, por la parte poniente. El Islote estaba conectado a las orillas por terraplenes o calzadas como la de Tlacopan por el poniente y la del Tepeyac al norte; al sur, por el Bordo de Mexicaltzingo separaba las aguas dulces del lago de Xochimilco de las aguas saladas del lago de Texcoco. Se ha determinado con base a datos históricos y sondeos recientes, que entre las amplias zonas de subsuelo lacustre, correspondientes a los antiguos lagos de Texcoco y de Xochimilco, hay un canal de intercomunicación estrecho, de espesores de arcilla variables.

Al paso de los años los lagos se fueron desecando, hasta llegar a las condiciones actuales. De acuerdo a las características del subsuelo, el Valle de México se ha dividido entres zonas principales: la Zona de Lomas o Zona I; la Zona de Transición o Zona II y la zona de Lago o Zona III. Esta zonificación se puede observar en la figura 23.

A) Zona de Lomas.-

Ésta incluye faldas de la Sierra de Guadalupe, la Sierra de las Cruces y adicionalmente las partes, altas de los cerros de la Estrella. Está formada por suelos firmes areno-limosos y tobas compactadas de alta capacidad de carga y baja deformabilidad; también se incluyen los derrames de basalto del pedregal.



Zona I

Zona II

Zona III

Zonificación geotécnica de la ciudad de México

Figura 2.3

B) Zona de Transición

Constituye el cambio, por lo general progresivo, entre los materiales que forman la Zona de Lomas y las existentes en la Zona del Lago. Debido a las condiciones de erraticidad que presenta la estratigrafía de esta zona se han reconocido tres transiciones típicas:

- i) **Progresiva** Es aquella donde la formación rocosa aparece cubierta por depósitos de origen aluvial, a su vez subyacentes a las capas más recientes de arcilla lacustre.
- ii) **Interestratificada** Características de regiones en las que la fase aluvial y lacustre se suceden en forma alterada, dando lugar a la intercalación de mantos blandos arcillosos con otros de matriz granular contaminados, por finos generalmente duros y más resistentes.
- iii) **Abrupta** Esta se distingue porque los depósitos lacustres están en contacto con la formación rocosa con interface de suelo residual.

C).- Zona de Lago

Esta es sobre la cual se asienta gran parte de la Ciudad de México y donde está ubicado el conjunto de el Campus Aragón. Formada por la sedimentación de arenas y arcillas de origen volcánico las cuales fueron transportadas por aire y las corrientes hacia las aguas tranquilas de los lagos que se originaron en la cuenca. A medida en que se depositaron tales materiales se definieron las siguientes formaciones: el primer horizonte u horizonte inferior que lo constituye la formación Tarango, la cual se desarrolla a partir de los primeros depósitos aluviales (anteriores al cierre de la cuenca) e incluye el estrato de arcilla inferior y una capa de material desecado y/o compactado, en su parte más superficial.

Dentro de la zona de Lago antes descrita y con base a los sondeos efectuados con anterioridad, se registra la presencia de niveles freáticos, que se encuentran a profundidades variables entre 1.5m y 2.0m; para la zona de Transición la presencia de niveles freáticos es muy irregular debido a la estratigrafía tan

variable, se reporta principalmente en estratos confinados como "Mantos Colgados". Para la zona de Lomas, éste nivel se encuentra muy profundo y en algunos lugares no existe.

En el siguiente capítulo se desarrollará el estudio de mecánica de suelos que se siguió para la realización del proyecto del edificio Tecnológico Aragón.

CAPITULO III

CAPITULO III

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

III. 1. Introducción

Toda obra de Ingeniería Civil debe basarse en un estudio de las condiciones del suelo del sitio en que se va a desplantar. Un estudio adecuado garantiza la seguridad y el buen comportamiento de la obra y permite prever los problemas que se van a presentar durante la construcción, evitando demoras, sobrecostos y riesgos para la seguridad de los trabajadores.

Sin embargo, en el caso particular de este edificio no fue necesario realizar un estudio específico, ya que se contaba con los datos de un estudio realizado en 1989, para un edificio cercano en las instalaciones de la **ENEP ARAGÓN**.

A continuación se transcriben los resultados más importantes del estudio referente, que se extrapolaron para definir el proyecto del edificio que nos ocupa.

III. 2. Exploración

III. 2. 1. Descripción del Sitio y Reconocimiento de la Zona

El lugar de la exploración se encuentra dentro de la **ENEP ARAGÓN**; cerca de las canchas deportivas y del estacionamiento de la misma, dicho lugar puede considerarse plano. Cabe mencionar que el lugar ha sido nivelado con material de relleno. Se trató por medio de un recorrido, dentro de la escuela, identificar algún problema típico en la zona y se pudo comprobar que el edificio de laboratorios del área de Ingeniería Mecánica Eléctrica (**L-3**), ha sufrido asentamientos.

III. 2. 2. Equipo Utilizado

El equipo utilizado para la perforación, fue una perforadora Long Year o perforadora de diamante; se realizó la prueba de penetración estándar para medir la resistencia del suelo y obtener muestras alteradas para la ejecución de las pruebas índice en el laboratorio. Las muestras inalteradas fueron obtenidas a través del tubo Shelby o tubo de pared delgada.

III. 2. 3. Ejecución de los Sondeos Profundos

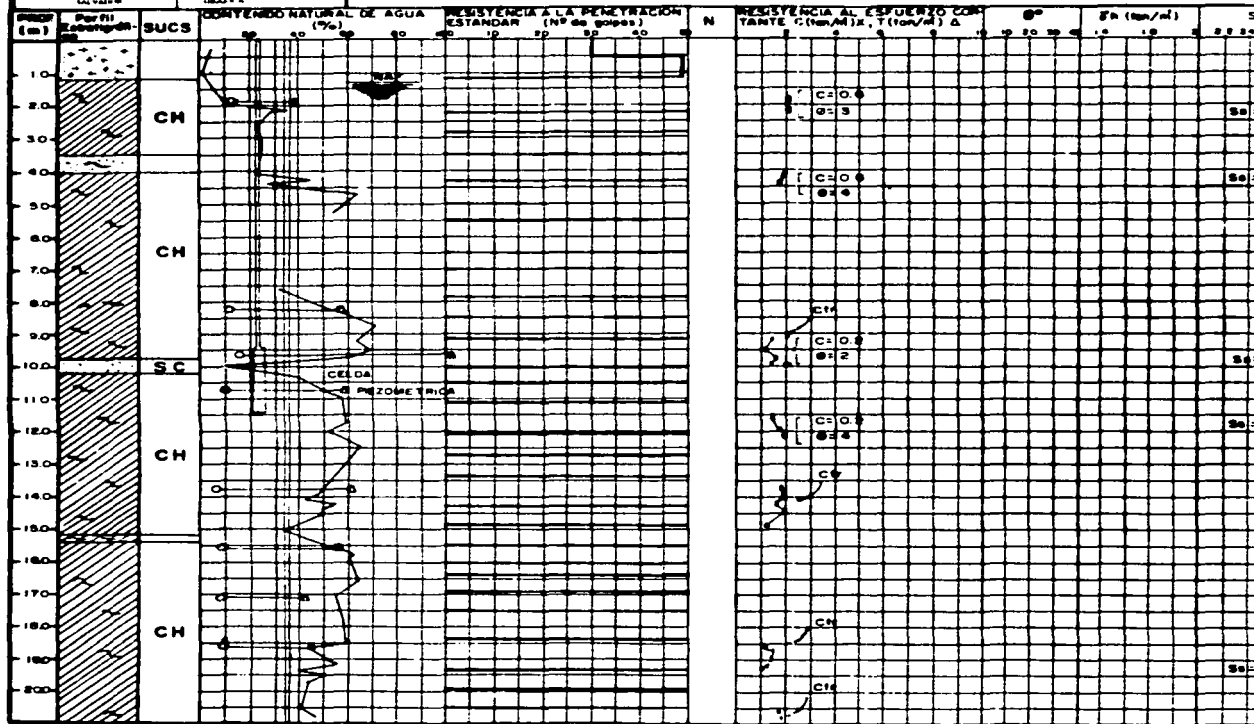
Se realizaron dos sondeos mixtos que sirvieron para determinar las propiedades y la estratigrafía del subsuelo, el primero fue a una profundidad de 55.50m y el segundo a 40.00m.

En el perfil estratigráfico de los sondeos, figura 3.1, se pueden observar las profundidades en donde se recuperaron muestras con tubo Shelby, indicándolas con las letras TS; así mismo, se anotaron los resultados de las pruebas de campo, de exploración y muestreo. Con esto fue posible determinar las características de los materiales que se encontraron durante la exploración, las que se muestran en la tabla 3.2.

Instalación del Piezómetro Tipo Casa Grande

Para conocer el estado de presión intersticial μ del agua en el suelo, se instaló una estación piezométrica formada por tres bulbos, los cuales se localizaron de 9.50 a 11.50m, de 35.0 a 37.0m y de 53.0 a 55.0m de profundidad con respecto al brocal de sondeo, su diseño se indica en la figura 3.3. En la gráfica 3.1 se observan las profundidades a las que llegaron los piezómetros.

El dispositivo se colocó para conocer los incrementos de presión de poro generados por sobrecargas en la superficie del suelo y su evolución con el tiempo, debido al proceso de consolidación.



LEGENDA:



PP Peso de Herramienta
NR No recuperó muestra

N Avenas con braca friccionica

⊙: de 50 golpes

N: Número de golpes para 30 cm

No. de golpes/penetración en cm

C Cohesión

Cfr. Tarcómetro

φ Angulo de fricción interna

γ_n Peso volumétrico húmedo

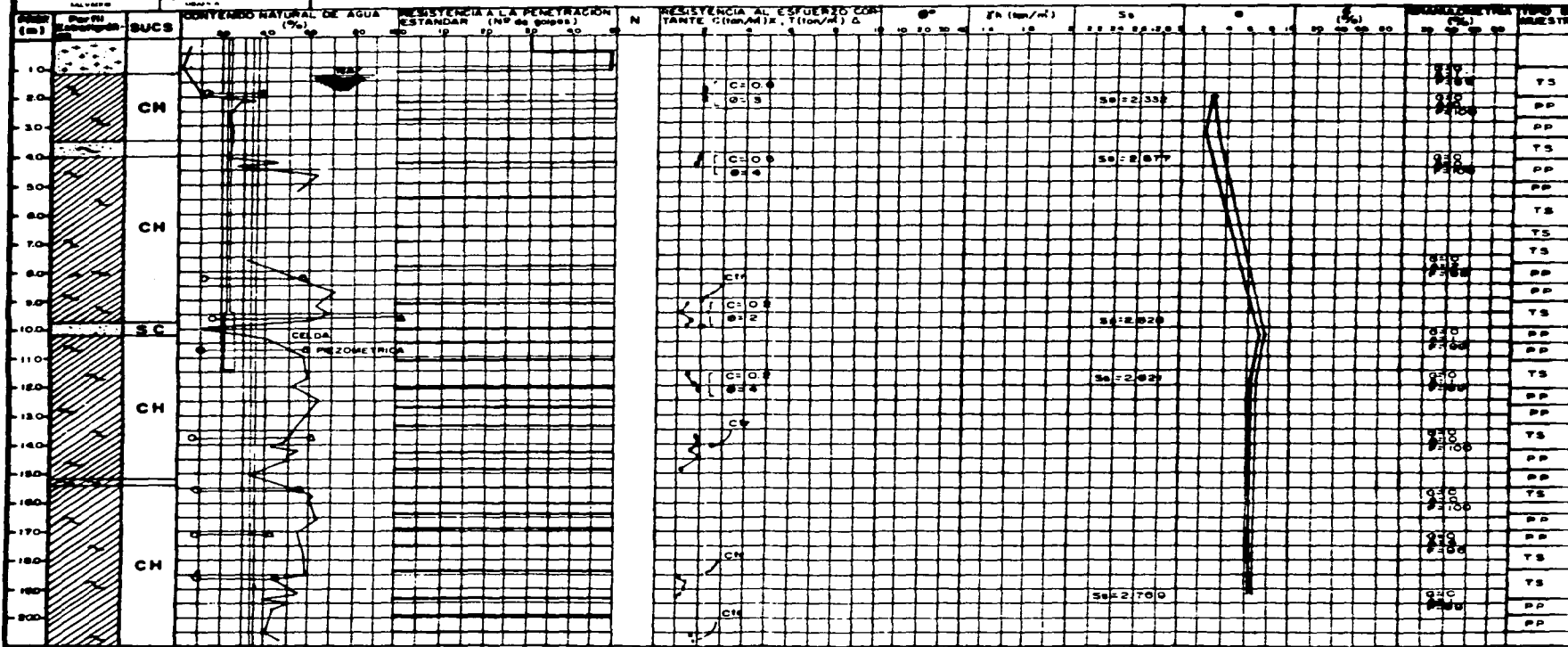
So D

e R

Qr Q

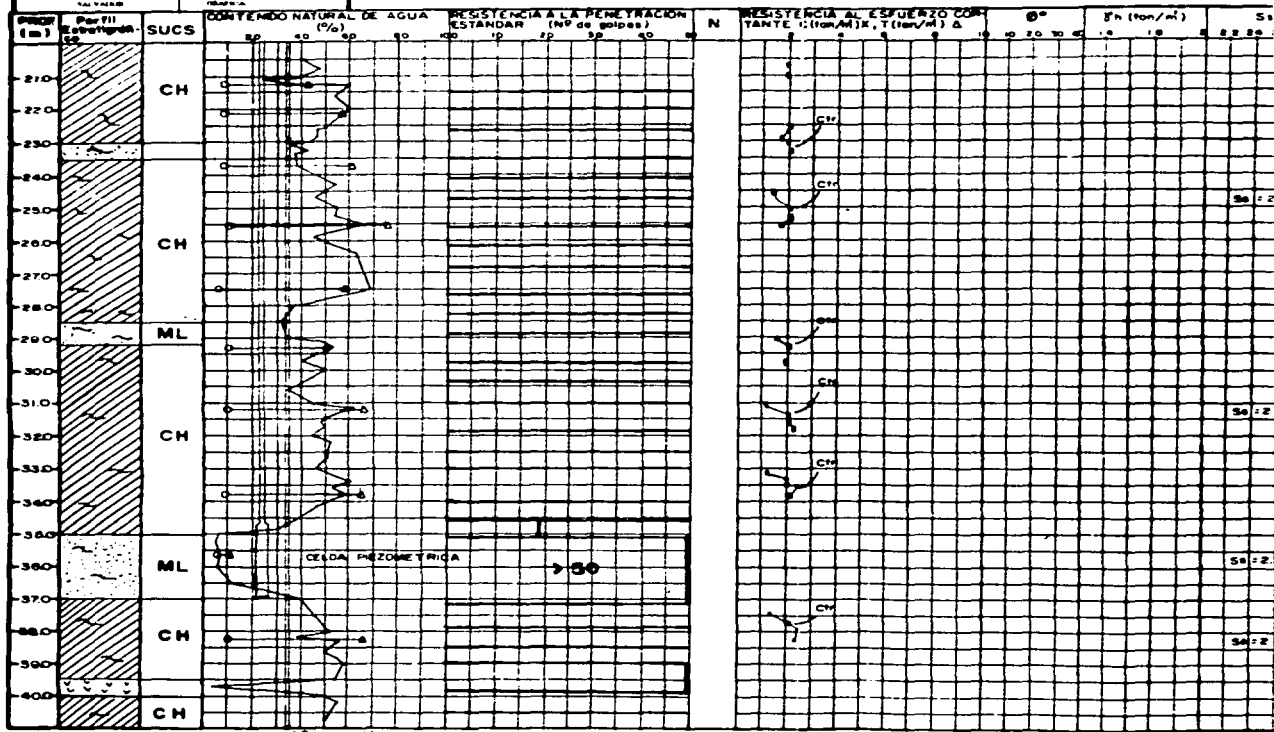
→ C

FIGURA No. 3.1



LEGENDA:

Lime	Mat. Orgánica	Relleno	Arcilla	Grava	Arena	Cohesión con brazo triacusa N: Número de golpes para 30 cm N: Número de golpes/penetración en cm	Cohesión Cfr. Tarcaméiro Cfr. Ángulo de fricción interna	Densidad de sólidos Relación de vacíos Grado de saturación Cohesión en tracción UU	Grava Arena Fases Trasal CD	Penetración estándar Muestras con tubo Shelby Muestras con tubo Denison Trietas CU
------	---------------	---------	---------	-------	-------	--	--	---	--------------------------------------	---



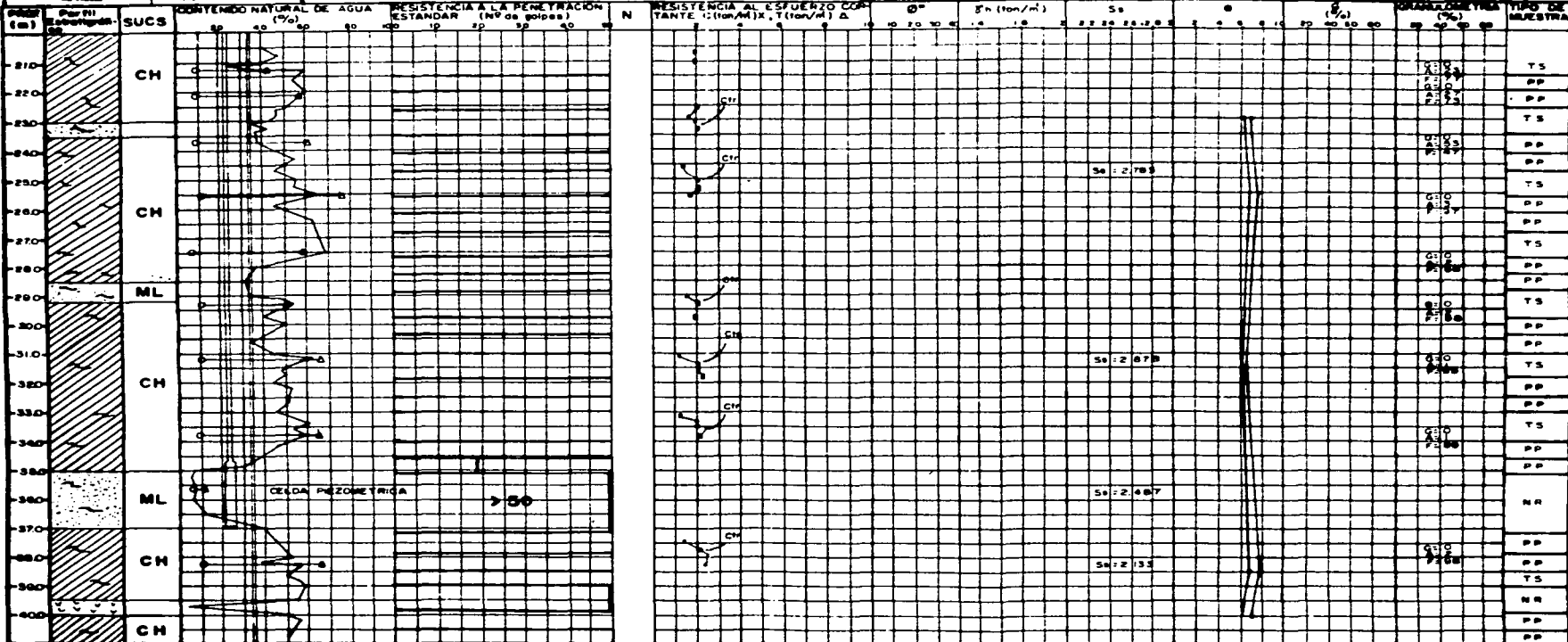
SIMBOLOGIA:



P.P. Peso de Herramienta
 N.R. No recuperó muestra

Avance con broca tricónica
 () de 30 golpes
 N: Número de golpes para 30 cm
 Na de golpes/penetración en cm
 C Cohesión
 Ctí Tacómetro
 θ Angulo de fricción interna
 γ_n Peso volumétrico húmedo
 S_u Densidad
 e Relación
 Gr Gradiente
 + Cohesión

FIGURA No. 3.1'

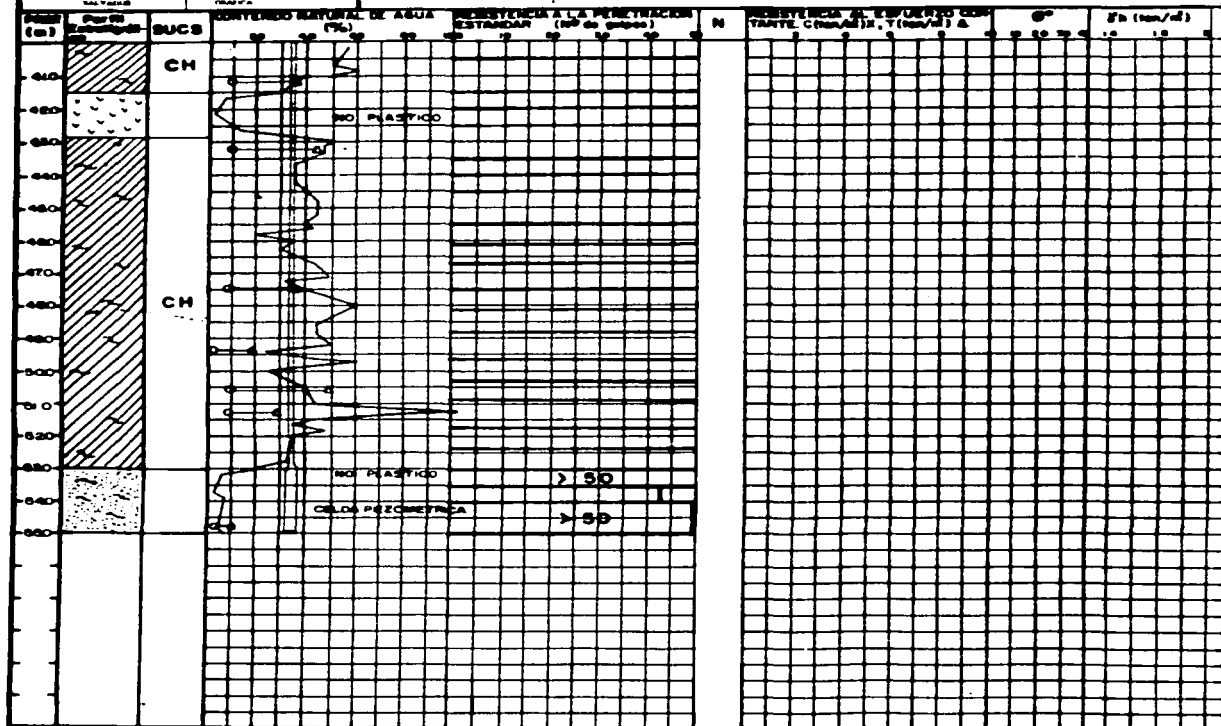



Simbología:

- Limo
- Sol. Orgánico
- Reteno
- Arcilla
- Grava
- Arena

Legend:

- N: Avance con braca tricónica
- : de 50 golpes
- N: Número de golpes para 30 cm
- No. de golpes/penetración en cm
- C: Cohesión
- Ctr: Torquímetro
- θ: Angulo de fricción interna
- γ_n: Peso volumétrico húmedo
- S_e: Densidad de sólidos
- e: Relación de vacíos
- G: Grado de saturación
- +
- G: Grava
- A: Arena
- F: Finos
- N: Tratamiento CD
- Pe: Penetración estándar
- TS: Muestra en tubo Shelby
- D: Muestra en tubo Denlied
- : Trípode CU



LEGENDA:
 Varios tipos de arcilla
 Limo
 Mol. Orgánica
 Relleno
 Arcilla
 Grava
 Arena

PH: Paso de Herramiento
 NR: No recuperó muestra

N: Arenas con broca triaxial
 @: > 50 golpes
 N: Número de golpes para 30 cm
 No de golpes/penetración en cm.

C: Cohesión
 C_r: Resistencia
 φ: Ángulo de fricción interna
 γ_s: Peso volumétrico sumado

OBRA No. 811-

LOCALIZACION UNAM
ENEP ARAGON

TIPO DE SONDEO MIXTO
COTA m. N.A.F. 1.90m.

FIGURA No. 3.1^{II}

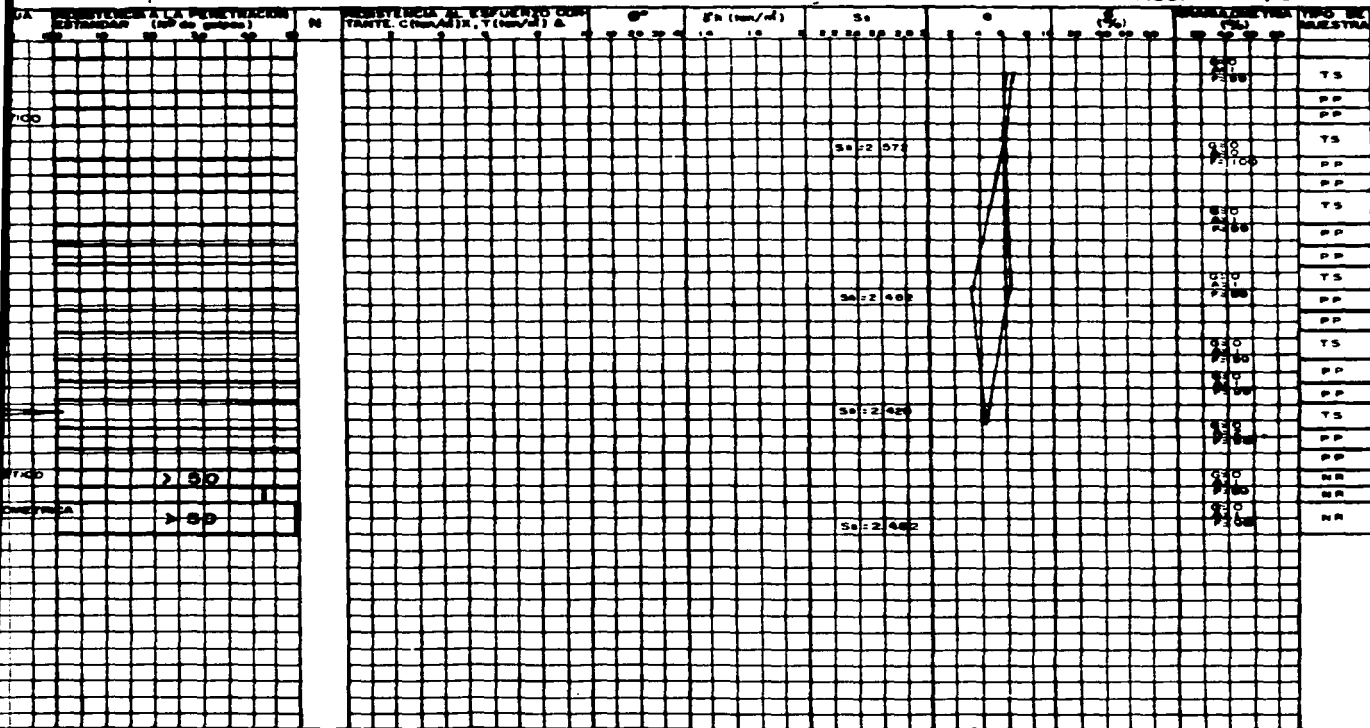


TABLA 3.2
CARACTERÍSTICAS DE LOS SONDEOS REALIZADOS

SONDEO	PROFUNDIDAD m	PROFUNDIDAD DEL NAF m
SM - 1	55.05	1.40
SM - 2	40.00	1.40

Antes de instalar la estación piezométrica, se realizó un análisis de la estratigrafía durante la exploración, tomando en cuenta algunas de las propiedades índice, las cuales se pudieron realizar antes de su instalación, debido a que el tiempo así lo permitió. Con lo anterior se determinó la profundidad de instalación, tratando de cubrir los bulbos piezométricos en estratos arenosos y limo-arenosos.

III. 3. Ensayes de Laboratorio

III. 3. 1. Pruebas Índice

Las muestras obtenidas se clasificaron en el laboratorio en húmedo y en seco con base en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), se determinó también su contenido natural de agua (**W**).

Contenido Natural de Agua

El contenido de agua en el suelo es un porcentaje en el que se compara el peso del agua con el del suelo seco, este se calcula de la siguiente forma:

$$W = W_w/W_s$$

PIEZOMETRO ABIERTO TIPO CASABRANDE

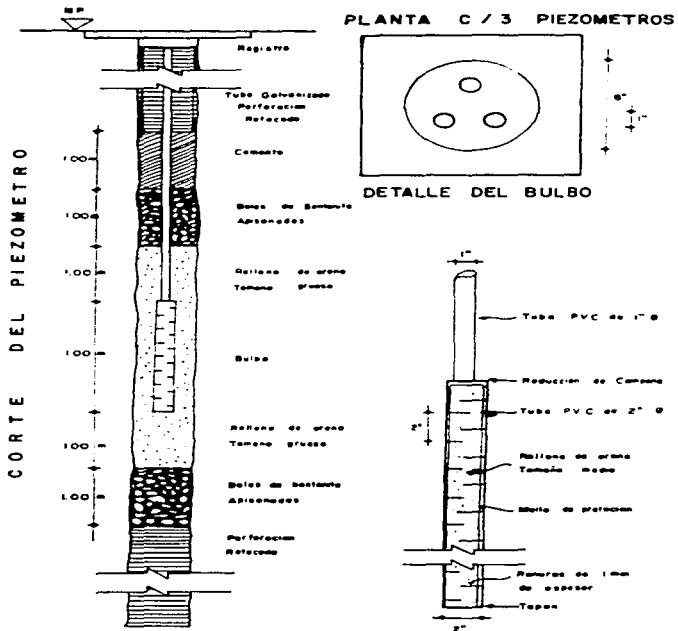


Figura 3.3

donde:

W = Contenido de Agua

W_s = Peso del Suelo Seco

W_w = Peso del Agua

Para el lugar en estudio el contenido de agua y humedad varía de un 30% a 40% para el limo y de 200% a 250% para la arcilla, también se encontraron arcillas típicas de la Ciudad de México, que resultaron hasta con un 450% de contenido de agua.

Para definir el perfil estratigráfico del suelo, se ejecutaron las siguientes pruebas a muestras seleccionadas:

- Límites de consistencia

Límite líquido (LL): es la frontera entre el estado líquido y plástico.

Límite plástico (LP): es la frontera entre el estado plástico y el semisólido.

Límite de contracción (LC): es la frontera en estado semisólido y el sólido.

- Índice de plasticidad (IP): es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico.

- Índice de contracción (IC): es la diferencia entre el límite plástico y el límite de contracción.

- Densidad de sólidos (S_s): es la relación del peso específico del agua destilada a 4°C; en la práctica se obtiene como la relación entre el peso de los sólidos y el del volumen del agua desalojada a la temperatura ambiente.

Las pruebas anteriores se realizaron con las muestras representativas de cada uno de los depósitos del subsuelo, y con los resultados se calculó la variación de la profundidad de la relación de vacíos (e) y del peso volumétrico (γ).

Granulometría por Mallas

Para los depósitos importantes de arena encontrados, se determinó su curva de distribución; las propiedades índice obtenidas y calculadas se muestran en la gráfica 3.1, el contenido de suelos finos se presenta en forma condensada en la misma gráfica.

III. 3. 2. Pruebas Mecánicas

Con base en los sondeos llevados a cabo y para conocer la resistencia al esfuerzo cortante de los depósitos muestreados, se realizaron pruebas de compresión triaxial. Estas son las más usuales para definir las características de esfuerzo-deformación y de resistencia de los suelos.

La resistencia del esfuerzo cortante de los suelos gruesos, depende de su granulometría, compactación y de la forma de los granos principalmente; en los suelos cohesivos existen dos enfoques en cuanto a los factores que afectan su resistencia: el primero que la resistencia depende esencialmente del esfuerzo efectivo, de la trayectoria de esfuerzos y de la velocidad de deformación.

El primer factor conduce a modificar la ley de Coulomb en la forma siguiente:

$$t = c + (s - m) \tan f$$

donde:

- t: Esfuerzo cortante en el plano de falla
- c: Cohesión
- s: Esfuerzo normal total sobre el plano considerado
- m: Presión de poro
- f: Ángulo de fricción

El segundo enfoque, expresa el hecho de que el suelo cohesivo se deforma a volumen constante, debido a su historia previa de carga, la trayectoria de esfuerzos y la velocidad de deformación, siendo el primero el más importante. Por lo tanto, la ley de resistencia se expresa en términos de esfuerzos totales, como sigue:

$$t = c + s \tan f$$

para:

c: Cohesión aparente (en términos de esfuerzos)

f: Ángulo de fricción interna (total)



En este caso c y f no son propiedad del material, sino función de sus características: de la historia de carga previa y sus condiciones de drenaje.

Por lo anterior podemos decir que la resistencia al corte de un suelo cohesivo puede expresarse en términos de esfuerzos efectivos o totales. Para los parámetros c y f, obtenidos de las pruebas triaxiales, se pueden verificar en la figura 3.1, estos mismos fueron indicados a la profundidad en que se extrajeron las muestras, con los mismos símbolos.

En las figuras 3.4 y 3.5 se muestra con modelos las pruebas triaxiales, y sus resultados en la tabla 3.6; también se realizaron pruebas con el torcómetro para determinar el parámetro de cohesión y compararlo con el de las pruebas triaxiales. La variación de c con la profundidad se indica en la gráfica 3.1 con las letras ctr.

III. 3.3 Consolidación Unidimensional

Por último se investigaron las características de esfuerzo-deformación-tiempo de los materiales muestreados mediante pruebas de consolidación unidimensional, de éstas son dos aspectos los que la Mecánica de Suelos investiga: la magnitud de las compresiones totales, que pueden presentarse bajo de

	UNAM	
	ENEP ARAGON	
TESIS PROFESIONAL		
ALVAREZ MUÑOZ	INGENIERIA CIVIL	
SALVADOR	GRAFICA	

CIRCULOS DE MOHR COMPRESION TRIAXIAL

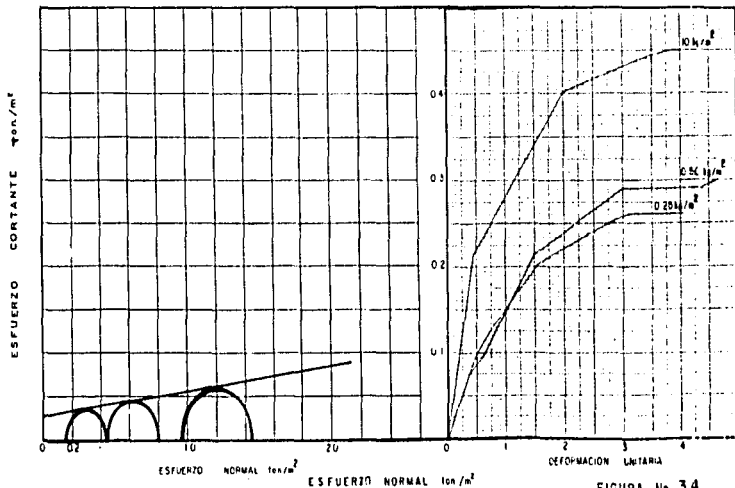
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

NO CONSOLIDADA NO DRENADA CONSOLIDADA NO DRENADA CONSOLIDADA DRENADA

PRUEBA No	C ₁ %	C ₂ %	e _i	e _f	(S _v) _i %	(S _v) _f %	σ _v ton/m ²	σ ₁ - σ ₃ ton/m ²	γ ton/m ²	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESP. CONSTANTE
1	3145		8.47		99.4		0.25	0.28	0.28	φ = 7° c = 0.8 ton/m ²
2	3223		8.98		99.1		0.50	0.40	1.18	
3	3133		8.30		99.8		1.00	0.48		
4										
5										

OBRA No. GHI _____
 LOCALIZACION UNAM ENEP ARAGON

TIPO DE SONDEO MIXTO
 MUESTRA No. 18 PROF. 1201 m.
 DESCRIPCION _____



 UNAM ENEP ARAGON		
TESIS PROFESIONAL		
ALVAREZ	MUÑOZ	INGENIERIA CIVIL
SALVADOR		GRAFICA

CIRCULOS DE MOHR COMPRESION TRIAXIAL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

NO CONSOLIDADA NO DRENADA CONSOLIDADA NO DRENADA CONSOLIDADA DRENADA

PRUEBA No	C _u %	C _l %	si	ei	(S _v) ₁ %	(S _v) ₂ %	σ _v ton/m ²	σ ₁ - σ ₃ ton/m ²	γ ton/m ³	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESP. CONSTANTE
1	220		8 045		98		0 25	0 31	0 38	φ = 4° c = 0 6 ton/m ²
2	207		5 840		97		0 50	0 56	0 12	
3	271		7 182		99		1 00	0 41		
4										
5										

OBRA No GHI
 LOCALIZACION UNAM - ENEP ARAGON

TIPO DE SONDEO MIXTO

MUESTRA No 24 PROF. 25 22 m.

DESCRIPCION _____

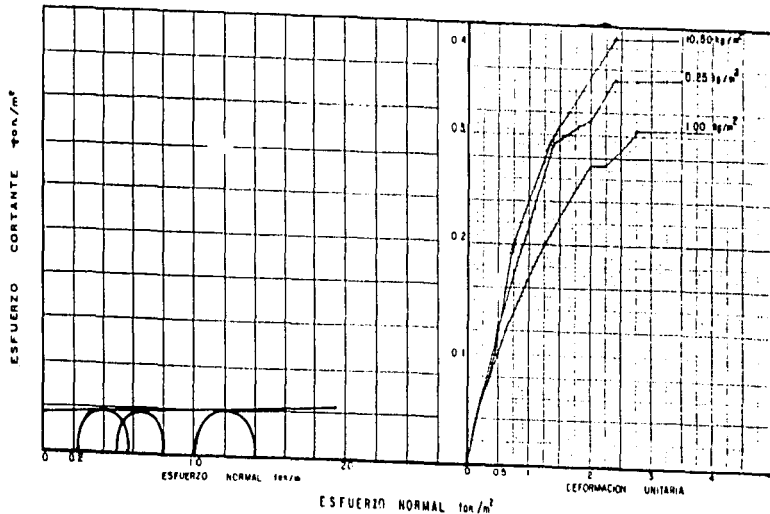


FIGURA No. 3.5

distintas cargas, y la evolución con el tiempo de la compresión sufrida, bajo una carga determinada. Los resultados de estas pruebas se presentan mediante la curva de compresibilidad de cada prueba, en las gráficas 3.7, 3.8 y 3.9.

TABLA 3.6

RESULTADOS DE LAS PRUEBAS TRIAXIALES

Sondeo	Profundidad (m)	ϕ (°)	c (t/m ²)	γ (kg/m ³)
SM - 1	2.15 a 2.35	4	1.4	1329
SM - 1	4.23 a 4.45	3	1.2	1191
SM - 1	6.10 a 6.33	6	0.4	1286
SM - 1	8.20 a 8.43	5	1.5	1183
SM - 1	12.65 a 12.85	7	0.8	1167
SM - 1	18.92 a 19.15	7	1.6	1217
SM - 1	25.22 a 25.44	4	0.6	1207
SM - 2	2.04 a 2.30	3	0.6	1318
SM - 2	4.21 a 4.40	3	0.6	1387
SM - 2	9.58 a 9.79	2	0.9	1164
SM - 2	11.65 a 11.87	4	1.2	1188

PRUEBA DE CONSOLIDACION

Obra N° _____ Sondeo SM-2 Localización ENEP ARAGON

SIMBOLO MUESTRA PROFUNDIDAD (W (ft) e (m)) (S (Pa) (kg/cm²) (kg/cm²) (kg/cm²))

3 2.04-2.30 145 3.561 95 8.0 0.43

1. PRESION APLICADA 2. PRESION TOTAL 3. PRESION EFECTIVA 4. CARGA DE PRECONSOLIDACION

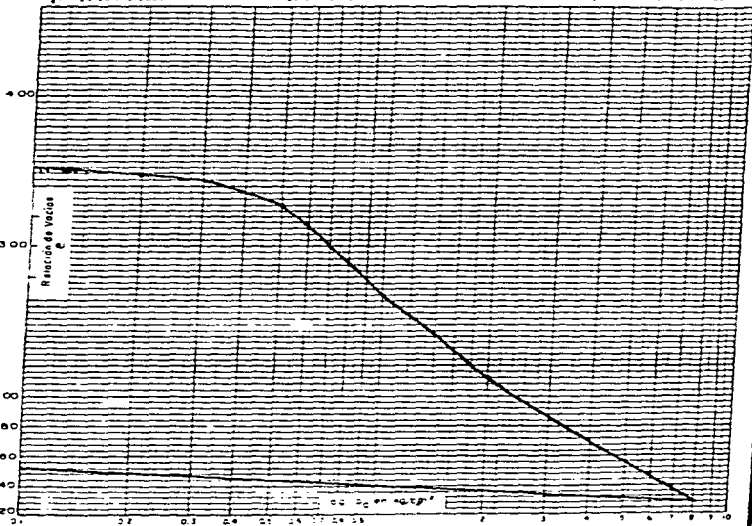


FIGURA N°: 3.7



UNAM

ENEP ARAGON



TENNIS PROFESIONAL

NÚMERO DE CUBETA

INDICACIONES

PRUEBA DE CONSOLIDACION

Cobra N° _____ Sondeo SM-2 Ubicación ENEP ARAGONSIMBOLO MUESTRA PROFUNDIDAD w (%) e_c w (%) w_p (cm³) w (g/cm³) w_p (g/cm³)

8 6.0-6.25 308.7 8.9 95 8.0 0.53

P_1 - PRESION APLICADA
 P_2 - PRESION TOTAL
 P_3 - PRESION EFECTIVA
 P_4 - CARGA DE PRECONSOLIDACION

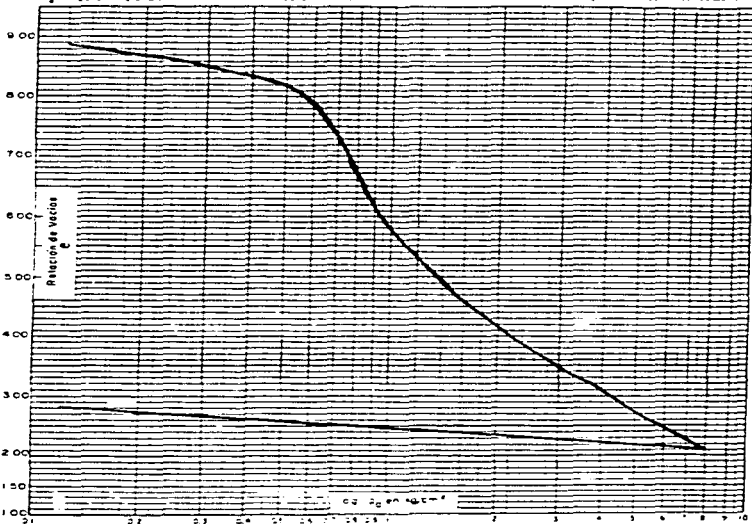


FIGURA N° 3,8



UNAM

ENEP ARAGON

INGENIERIA PROFESIONAL

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

CARRERA DE INGENIERIA EN GEOTECNIA



PRUEBA DE CONSOLIDACION

Obra N° _____ Sondeo S-M2 Localización ENEP ARAGONSIMBOLO MUESTRA PROFUNDIDAD (cm) w (%) e_0 S_r (%) p_{100} (cm²) p_{50} (cm²) p_{25} (cm²) α (seg⁻¹)

12

18 25-1865

116.7

9.3

94.1

8.0

0.31

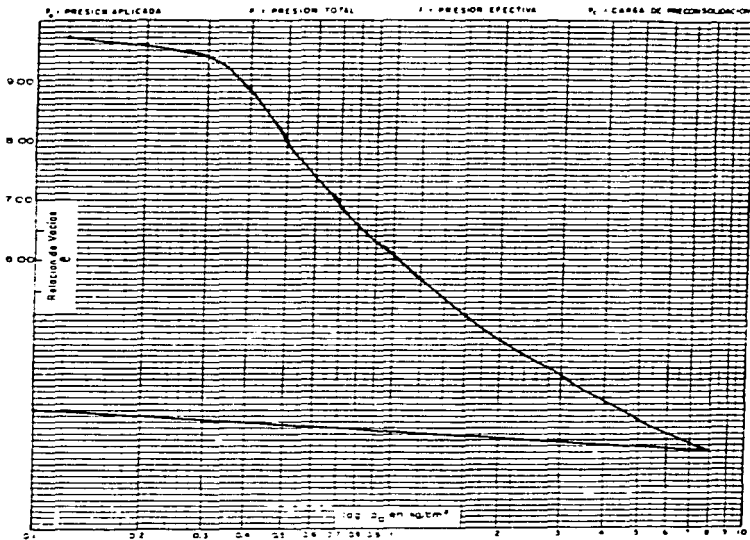


FIGURA N° 3.9

III. 4. Resultados Obtenidos

III. 4. 1. Estratigrafía del Suelo

Una vez analizados los sondeos y las pruebas que se realizaron se determinó la estratigrafía del subsuelo en estudio. Debido a que el suelo resultó bastante homogéneo se pudo esquematizar un corte estratigráfico del mismo, éste se muestra en la figura 3.10. En seguida se describe la estratigrafía y en la tabla 3.11 se muestran sus principales propiedades.

- I Relleno constituido por arena limosa, con restos de construcción como tabique y vidrio.
- * II Arcilla poco limosa, color verde olivo y café olivo claro.
- III Arena fina de pómez, color gris claro.
- * IV Arcilla poco limosa, color café olivo oscuro, café rojizo y verde olivo, de consistencia semirígida.
- V Arena fina color negro volcánico.
- * VI Arcilla poco limosa, café oscuro, café rojizo y verde olivo de alta compresibilidad y - - consistencia semirígida.
- VII Arcilla poco limosa y arcilla limosa color verde olivo, café rojizo y café olivo de alta compresibilidad y consistencia blanda con poros.
- * VIII Arcilla poco limosa y arcilla limosa color verde olivo, café rojizo y café olivo de alta compresibilidad.
- IX Limo y arena color café rojizo, con arena negra.
- * X Arcilla poco limosa y arcilla color verde olivo, café rojizo y café olivo de alta compresibilidad.
- XI Limo y arena color café rojizo, con arena negra.
- XII Arcilla poco limosa y arcilla limosa color verde olivo de alta compresibilidad y de - - consistencia rígida.
- XIII Limo arenoso y arena fina limosa color gris claro, gris oscuro y gris verde olivo, de - - baja compresibilidad, denso a muy denso, con algunas partes cementadas.

- * **XIV** Arcilla poco limosa y arcilla limosa, color verde olivo, café rojizo y café olivo de -- consistencia muy rígida.
- XV** Vidrio volcánico blando fino.
- * **XVI** Arcilla poco limosa y arcilla limosa color verde olivo, café rojizo y café olivo de consistencia muy rígida.
- XVII** Vidrio volcánico blando fino.
- * **XVIII** Arcilla poco limosa y arcilla limosa color verde olivo, café olivo y café rojizo de consistencia muy rígida.
- XIX** Limo arenoso y arena fina limosa color gris claro, gris oscuro y gris verde olivo de - - baja compresibilidad, denso a muy denso con algunas partes cementadas.

* Estos depósitos son de alta compresibilidad con fósiles.

En función de la columna estratigráfica establecida anteriormente se puede concluir lo siguiente:

- a) El predio en estudio está ubicado en la zona del lago, típica de la ciudad de México.
- b) La estratigrafía de la zona está constituida por arcilla poco limosa de alta compresibilidad con intercalaciones de arena fina, limo y vidrio volcánico en toda la columna estratigráfica (ver perfiles y corte estratigráfico, figuras 3.1 y 3.10 respectivamente).

Condiciones Piezométricas

Con los sondeos y pozos a cielo abierto realizados, se determinó que la profundidad promedio a la que apareció el nivel freático fue de 1.40m.

Los resultados de las mediciones piezométricas permitieron observar lo siguiente:

- a) El abatimiento piezométrico a 10.50m de profundidad, es de 1.40m.

CORTE ESTRATIGRAFICO

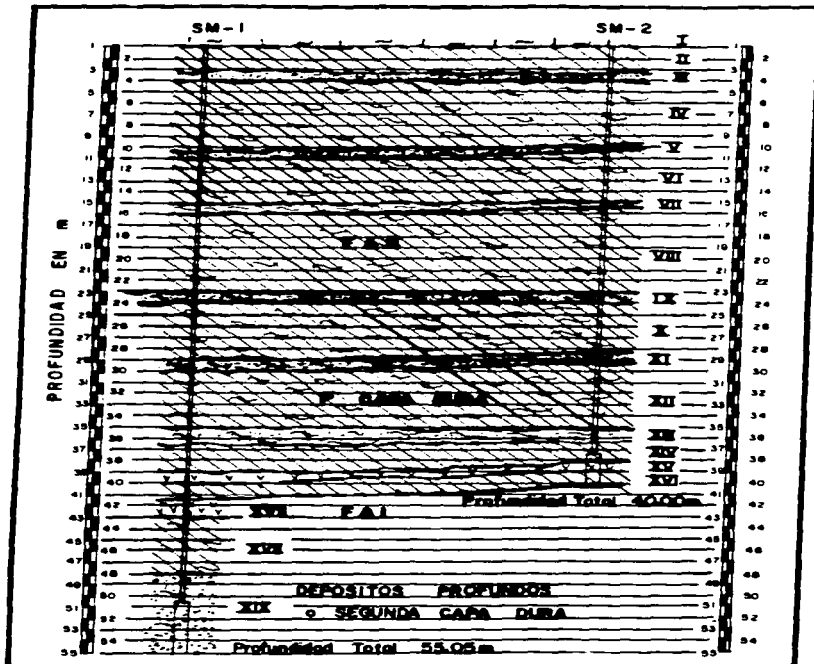


Figure 3.10

TABLA 3.11
PROPIEDADES MEDIAS DEL SUELO

	w	LL	LP	IP	G	A	F	Ss	c	Ø	e	SUCS
EST	%	%	%	%	%	%	%	-	t/m ²	°	-	
I	19	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
II	131	169	57	112	0	4	96	2.49	1.0	3.5	3	CH
III	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
IV	256	296	55	241	0	9	91	2.69	0.92	3.8	6.7	CH
V	40	35	20	15	-	-	-	-	-	-	-	SC
VI	262	312	55	257	0	1	99	2.69	1.0	5.5	7.8	CH
VII	193	-	-	-	0	1	99	-	-	-	-	-
VIII	254	251	46	205	0	9	91	2.70	0.6	4.0	7.9	CH
IX	211	-	-	-	0	53	47	-	-	-	-	-
X	271	293	47	246	0	3	97	2.69	0.6	4.0	7.8	CH
XI	199	188	65	123	0	2	98	-	-	-	-	ML
XII	250	299	52	247	0	1	99	2.81	-	-	8.1	CH
XIII	40	50	37	13	0	28	72	2.49	-	-	-	ML
XIV	247	325	62	263	0	1	99	2.77	-	-	8.8	CH
XV	195	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
XVI	229	253	53	200	0	2	98	2.73	-	-	8.0	CH
XVII	48	NO PLASTICO			-	-	-	-	-	-	-	-
XVIII	215	189	41	148	0	3	97	2.48	-	-	5.7	CH
X	38	NO PLASTICO			0	8	92	2.49	-	-	-	-

Donde:

W

Contenido natural de agua

F

Porcentaje de finos

LL

Límite líquido

Ss

Densidad de sólidos

LP

Límite plástico

c

Parámetro de cohesión

G

Porcentaje de grava

Ø

Angulo de fricción

A

Porcentaje de arena

e

Relación de vacíos

SUCS

Sistema unificado de clasificación de suelos

- b) El abatimiento piezométrico a 36.00m de profundidad, no se midió, debido a que el piezómetro 2 se destruyó después de su instalación.
- c) El abatimiento piezométrico a 54.00m de profundidad, también fue de 1.40m.
- d) La superficie del suelo está sometida al fenómeno de hundimiento regional, debido al abatimiento de los niveles piezométricos causados por el bombeo de los acuíferos del subsuelo.
- e) El fenómeno descrito no causa problemas en el comportamiento de las estructuras apoyadas en una cimentación superficial.
- f) Las lecturas que se obtuvieron de los piezómetros instalados no son del todo confiables, ya que éstas no son congruentes con las otras mediciones que se han tomado en zonas aledañas al sitio en estudio; originado tal vez por una deficiente instalación o un mal cuidado en la estación -- piezométrica.

III. 4. 2. Capacidad de carga Superficial

La capacidad de carga superficial se calculó con los resultados de las pruebas triaxiales realizadas en el laboratorio, utilizando la expresión:

$$q_a = 1/FS * (cN_c + Df\gamma + 1/2BN)$$

donde:

q_a: Capacidad de carga neta admisible, en Ton/m²

FS: Factor de seguridad adimensional

c: Parámetro de cohesión del suelo, en Ton/m²

γ: Peso volumétrico del suelo, en Ton/m³

Df: Profundidad de apoyo al cimiento, en m

B: Ancho de la cimentación, en m

N_c, N_q y N_γ : Factores de capacidad de carga, adimensionales.

III. 4. 3. Hundimientos

Para el cálculo de los hundimientos que se pudieran originar para cualquier estructura, será necesario tener el diseño de la misma y conocer las descargas de la cimentación al subsuelo. La compresibilidad de las capas de arcilla depende de dos factores:

- a) Del límite líquido del suelo, y
- b) La magnitud de la máxima presión que ha actuado sobre la arcilla desde que fue depositada.

En el lugar de la exploración se encontraron depósitos o estratos de arcilla preconsolidada por lo que la compresibilidad depende de la relación:

$$P / (P_o' - P_o)$$

donde:

- P: Es la presión que la estructura agrega a la presión existente.
- P_o' : Presión que se ha efectuado sobre la arcilla en su historia geológica.
- P_o: Presión existente en el suelo.

Para los asentamientos o hundimientos se utilizó la expresión siguiente:

$$\delta = ((e_1 - e_2) / (1 - e_1)) z$$

para:

- δ: Hundimiento total en cm.
- e₁: Relación de vacíos original del suelo, adimensional.
- e₂: Relación de vacíos final del suelo, adimensional.
- z: Espesor del depósito compresible.

Se utilizaron las gráficas de **Fadum** y de **Boussinesq**, para obtener los valores de influencia de la cimentación. Las curvas de compresibilidad, nos indicaron las relaciones de vacíos inicial y final del suelo, utilizando la que corresponda a la profundidad del estrato que estemos analizando.

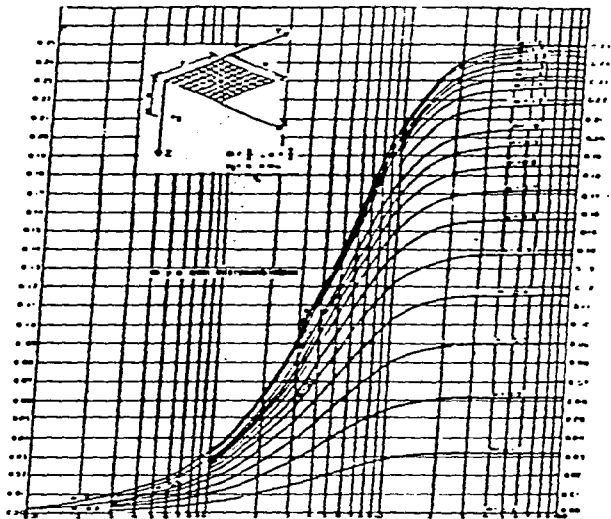
III:4.4 Conclusiones del Estudio

Con el estudio de campo realizado, se obtuvieron las siguientes conclusiones generales:

- a) El área que ocupa la Escuela de Nacional Estudios Profesionales Aragón, se puede catalogar como típica de la Ciudad de México y zona del lago de Texcoco.
- b) La estratigrafía de la zona en forma general, está constituida por arcilla poco limosa de alta compresibilidad con intercalaciones de arena fina, limo y vidrio volcánico en toda la columna estratigráfica.
- c) El depósito I, que está constituido por relleno, se encontró en los dos sondeos realizados.
- d) El tipo de cimentación y el comportamiento de cualquier estructura a corto y largo plazo, estará rigido por las características de los depósitos II, en adelante.
- e) El nivel freático se localiza a 1.40m de profundidad, a partir del brocal de sondeo.
- f) El abatimiento piezométrico a 10.50m, es de 1.40m a partir del brocal de sondeo.
- g) El abatimiento piezométrico a 36.00m de profundidad, no fue posible medirlo.
- h) El abatimiento piezométrico a 54.00m de profundidad, es también de 1.40m, a partir del brocal de sondeo.

- i) La superficie del terreno está sometida al fenómeno de hundimiento regional, debido al abatimiento de los niveles piezométricos causados por los bombeos los acuíferos del subsuelo.
- j) La capacidad de carga del suelo en el sitio es baja, por lo que se podrá considerar en toda su magnitud, sin embargo, de preferencia deberá reducirse para evitar que los probables hundimientos que se presenten sean excesivos.

GRAFICO DE BOUSSINESQ



Influencia de Carga Uniformemente Repartida

Figura 3.12

GRAFICO DE FADUM

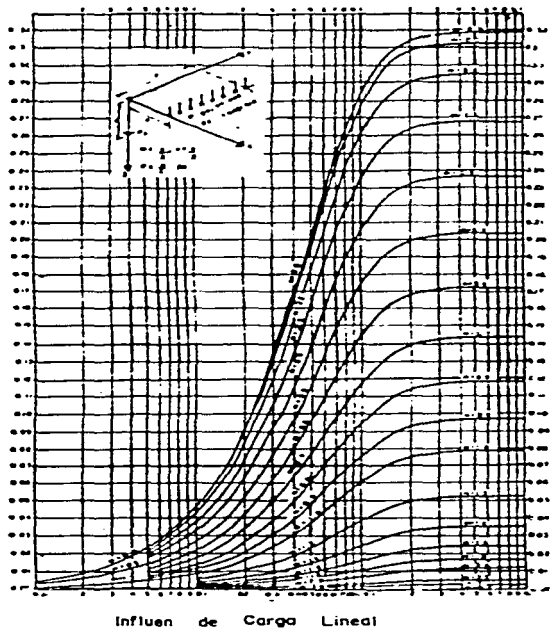


Figura 3.13

CAPITULO IV

CAPITULO IV

ALTERNATIVAS DE CIMENTACIÓN

IV.1. Análisis de Cargas Actuantes

El objetivo del análisis de las cargas (acciones), bajo las cuales estará sujeta la estructura, es la de obtener información que nos permita determinar los efectos significativos sobre la cimentación, desde el punto de vista de la seguridad estructural y de los criterios de diseño; así como la clasificación de las acciones más convenientes, es en base a la duración de éstas sobre la estructura con intensidad cercana a la máxima.

De acuerdo a lo anterior, el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (**R.C.D.F.**), determina los siguientes tipos de cargas o acciones:

a).- Acciones permanentes.-

Son aquellas cargas que actúan en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad puede considerarse que no varía con el tiempo, como son las cargas muertas debidas al peso propio de la estructura, la de los elementos no estructurales tales como: muros , ventanas etc. y al empuje estático de líquidos y tierras que tengan un carácter permanente.

b).- Acciones variables.-

Estas se refieren a las cargas de la estructura que varían con el tiempo, pero que alcanzan valores significativos durante lapsos grandes. Aquí se incluyen las cargas vivas, que son aquellas que se deben al funcionamiento propio de la construcción y que no son permanentes.

c).- Acciones accidentales.-

Son aquellas que no se deben al funcionamiento normal de la construcción y que pueden tomar valores significativos durante pequeñas fracciones de la vida útil de la estructura; aquí se incluyen acciones como: el sismo, el viento, etc.

Debido a que las cargas muertas y las cargas vivas juegan el papel más importante en las acciones que afectan a una construcción, profundizaremos sobre dichas acciones.

IV.1.1 Carga Muerta

Como habíamos mencionado anteriormente, las cargas muertas se refieren al conjunto de acciones que se producen por el peso propio de la construcción, es decir, por el peso de la estructura (columnas, traveses y losas) y por el peso propio de los elementos no estructurales como son: los muros divisorios, los revestimientos de pisos, muros, fachadas, la cancelería y todos aquellos elementos que tienen un lugar fijo, de manera que gravitan en la estructura en forma constante. Por lo anterior la carga muerta es la principal acción que afecta una construcción.

La valuación de la carga muerta consiste en la determinación de los volúmenes de los distintos componentes de la construcción, multiplicados por sus pesos volumétricos de sus materiales constitutivos. En general las cargas muertas se representan por medio de cargas uniformemente distribuidas sobre distintas áreas de la construcción, aunque existen cargas lineales y concentradas.

El peso por unidad de área real de losa de concreto, es mayor al que se calcularía a partir de su espesor nominal, especificado en los planos. Esto se debe a las irregularidades y desniveles originados por errores de cimbrado y que se corrigen emparejando el nivel superior de la losa. Lo mismo para pisos y firmes que se colocan sobre dicha losa.

Para tomar en cuenta lo anterior, el R.C.D.D.F., especifica que en las losas de concreto de peso volumétrico normal colocadas en lugar, deberán aumentarse 20 KG/m², al peso propio que resulta de las dimensiones nominales de la losa. Una cantidad igual deberá aumentarse al peso calculado con las dimensiones nominales del firme que se coloque sobre una losa de concreto.

IV. 1. 1. 1. Carga Muerta del Edificio que nos Ocupa

Para nuestro caso, en el edificio de los laboratorios para las tres ingenierías, la carga muerta considerada está marcada en el proyecto arquitectónico donde se indica que la mayor parte de los pisos será de cemento pulido para recibir loseta vinílica, loseta de barro S.J. y azulejo de 11 x 11 cm. Por lo tanto para determinar el peso de la losa, se consideró el peso nominal de la misma, una sobre carga de 20 Kg/m² (según R.C.D.D.F.) producto de la losa y otros 20 Kg/m² (según R.C.D.D.F.) de los acabados antes mencionados. Los muros en su mayoría serán de tabique hueco esmaltado de ambas caras (tabique vitrificado tipo Santa Julia) y para las columnas se tendrá un acabado aparente martelinado, por lo tanto en estos elementos sólo se consideró su peso nominal de cada elemento.

IV.1.2 Carga Viva

La carga viva es aquella que se debe a la función y uso de la construcción, es decir, aquella carga provocada por todo aquel elemento que no tiene una posición fija y definitiva dentro de la misma por lo tanto no puede considerarse como carga muerta, aquí también consideramos las cargas debidas a muebles, equipos y personas. La carga viva por tanto es la principal acción variable que debe considerarse en el diseño de la construcción.

Por su carácter, la carga viva es particular del uso al que estará destinada la construcción. De éstas podemos distinguir tres grandes grupos: las construcciones industriales, los puentes y los edificios. Siendo este último el caso de nuestro estudio.

Dependiendo de la combinación de carga viva que se esté realizando pueden tomarse en cuenta distintos valores con respecto a su variación temporal. Para la superposición con las cargas permanentes, es importante la **carga viva máxima**, o sea la máxima intensidad que ésta puede adquirir a lo largo de la vida esperada de la estructura. Para la superposición con una acción accidental, conviene la **carga viva instantánea**, o sea el valor que puede adquirir en un momento cualquiera dentro de la vida de la estructura, esto es, en el instante que ocurriera la acción accidental. Para fines de estimar efectos a

largo plazo resulta de gran importancia la **carga viva media**, para calcular deformaciones diferidas en estructuras de concreto y hundimientos en suelos arcillosos saturados que reaccionan muy lentamente con el tiempo, así como el valor medio que la carga viva adquiere en un periodo de orden de años. Finalmente, para los casos en que las cargas gravitacionales sean favorables en la estabilidad de la construcción, como en el problema de volteo o de flotación, sería esencial la **carga viva mínima**, que es el menor valor que puede tomar la carga viva en la vida útil de la construcción. Como en todos los casos, existe una posibilidad alta de que la carga viva sea nula en cierto momento, la carga viva mínima debe tomarse siempre igual a cero.

IV. 1. 2. 1. Carga Viva del Edificio que nos Ocupa

La carga viva fue tomada de acuerdo al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (R.C.D.D.F.). Dado que la construcción consta de dos cuerpos separados por una junta constructiva; dicha carga es diferente de cada cuerpo. Para el cuerpo que comprende al auditorio se consideró 350 Kg/m², esto sólo para la planta baja; y para el cuerpo de los laboratorios se consideró que: para el pasillo del vestíbulo y para las escaleras una carga viva de 350 Kg/m², mientras que para las losas de entepiso y de planta baja se consideró de 250 Kg/m², por esta razón no realizamos un análisis detallado de la obtención de las cargas consideradas, limitando nuestro trabajo únicamente a indicar las que se tomaron en cuenta en cada nivel y en cada zona.

Acciones en el Nivel 3

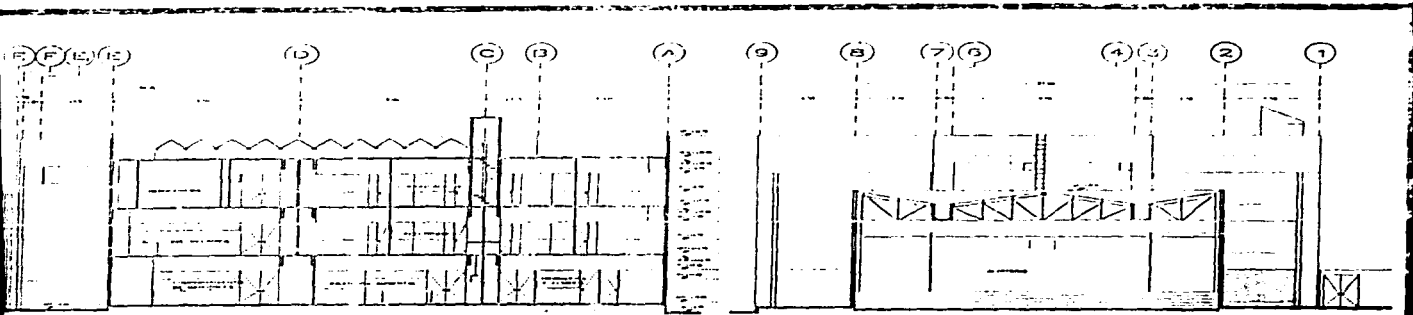
Para indicar estas acciones se muestran esquemas de la planta y elevaciones de la estructura del edificio que analizaremos ver fig. 4.1. El sistema de piso es una losa colocada monolíticamente con las vigas que la soportan. Así como las magnitudes de las cargas que se emplearon para el análisis y diseño por cargas verticales.

IV.2 Metodología para la Valuación de las Cargas Actuantes

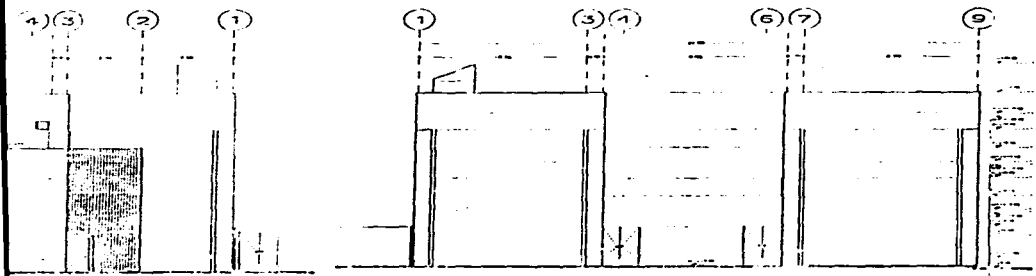
Antes de empezar nuestro cálculo, es importante hacer notar lo laborioso y repetitivo que resulta el cálculo de las acciones bajo las cuales estarán sometidos los elementos estructurales; por tal razón, sólo presentaremos completo el cálculo del nivel 2 entrepiso, y para las demás plantas se presentarán sus esquemas, con las cargas finales en cada columna; tomando en cuenta que dichas cargas fueron valuadas de la misma manera y utilizando los mismos criterios que en el nivel 2.

Cabe destacar, que en el cálculo de las cargas sólo se analiza la mitad del edificio, ya que éste es simétrico a lo largo de su eje longitudinal y por lo tanto las cargas son iguales en las dos partes (ver fig. 4.1). Para fines del análisis sísmico también consideramos el peso de la mitad del entrepiso, como parte de la carga que se transmite a las columnas (ver fig. 4.2).

Para hacer más sencillo nuestro análisis dividiremos el cuerpo de los laboratorios en cuatro secciones: la primera sección estará comprendida entre los ejes A y C; la segunda sección estará comprendida entre los ejes C y D, la tercera sección entre los ejes D y E; por último la cuarta sección entre los ejes E y F.



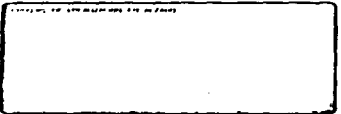
CORTE p-p'



FACIADA ORIENTE

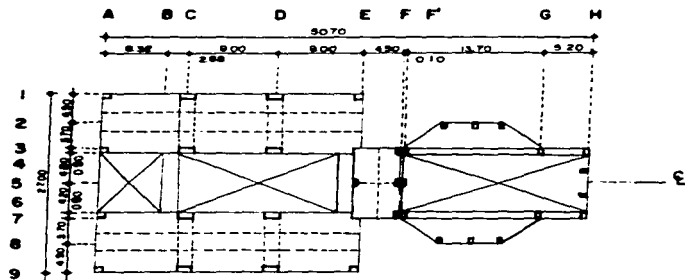
CUADRO DE AREA

AREA TOTAL	10.000
AREA CONSTRUIDA	8.000
AREA DE PAVIMENTO	1.000
AREA DE VERDE	1.000



UNAM	
ENEP ARAGON	
FACULTAD DE INGENIERIA	
PROYECTO Y CONSTRUCCION	
ALVARO ALVAREZ	INGENIERO EN ELECTRICIDAD
SALVADOR	DICIEMBRE 1960

PLATA Y ELEVACIONES



Calles en m

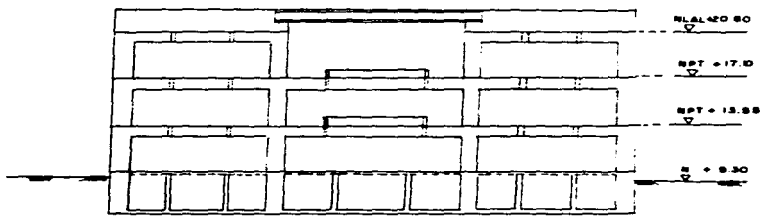
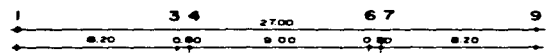


Figura 4.1

CORTE DE ENTREPISOS

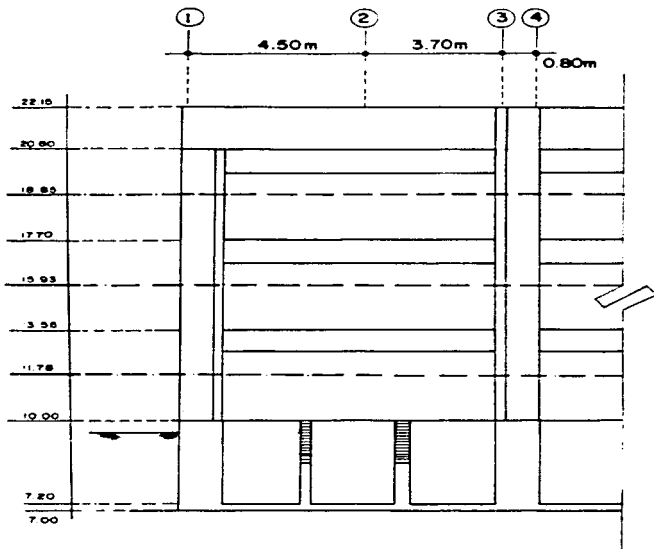


Figura 4.2

Dimensiones de los Elementos Estructurales

Nivel 2 entrepiso

Elemento	Dimensiones (m)
Losa concreto	0.10
Sección de trabes T-1	0.80 x 0.20
Sección de trabes T-2	1.20 x 0.20
Sección de trabes T-4,T-5,T-7,T-8 y T-9	0.50 x 0.20
Sección de trabes T-6 y T-6a	1.20 x 0.20
Sección de trabe eje 5	0.50 x 0.20
Sección de trabe Ta	0.40 x 0.15
Sección de trabe f	0.50 x 0.20
Sección de columnas C-1,C-4,C-5,C-8,- C-12,C-15,C-17 y C-20	(1.0 x 0.20) + (0.80 x 0.20)
Sección de columnas C-2, C-3, C-6, C-7, C-13, C-14, C-18 Y C-19	(1.60x0.20)+(0.80x0.20)+(0.80x0.20)
Sección de columnas C-9 y C-16	1.0 x 0.20
Sección de columnas C-15 y C-11	0.40 x 0.20'

Cargas Sobre los Elementos Estructurales

Trabe T-1	0.384 ton/m
Trabe T-2	0.576 ton/m
Trabe T-4,T-5,T-7,T-7a,T-8 y T-9	0.240 ton/m
Trabe T-6 y TF-a	0.576 ton/m
Trabe eje 5	0.240 ton/m
Trabe Ta	0.144 ton/m
Trabe F	0.240 ton/m

Columnas

C-1, C-4, C-5, C-8, C-12, C-15, C-17 y C-20 0.864 ton/m

Columnas

C-2, C-3, C-6, C-7, C-13, C-14, C-18, y C-19 1.536 ton/m

Columnas

C-9 y C-16 0.480 ton/m

Columnas

C-10 y C-11 0.192 ton/m

Ladrillo hueco esmaltado	1.20 ton/m
para muro tipo (10x10x 20) (1200 Kg/ m ³)	
Block hueco de cemento	1.20 ton/m
Arena tipo (20x20x40) (1200 Kg/m ³)	
Ventanales	0.150 ton/m ²
Pretil en pasillo, vestíbulo y escalera	0.288 ton/m

Carga Muerta considerada sobre la losa de entrepiso del nivel 2

	Carga vertical	Carga instantánea
Losa de concreto 0.10 m	0.240 ton/m ²	0.240 ton/m ²
Instalaciones	0.020 ton/m ²	0.020 ton/m ²
Sobre carga (R.C.D.D.F.)	<u>0.040 ton/m²</u>	<u>0.040 ton/m²</u>
	0.300 ton/m ²	0.300 ton/m ²
Se considera la carga viva igual, en toda la losa del entrepiso a excepción del pasillo del vestíbulo y las escaleras		
	<u>0.250 ton/m²</u>	<u>0.180 ton/m²</u>
Carga total del entrepiso nivel 2	0.550 ton/m ²	.480 ton/m ²
La carga considerada	0.300 ton/m ²	0.300 ton/m ²
Para losa de pasillo del vestíbulo (R.C.D.D.F.)	<u>0.350 ton/m²</u>	<u>0.150 ton/m²</u>
Carga total en el pasillo	0.650 ton/m ²	0.450 ton/m ²
Escaleras (espesor 32 cm) sobre carga según (R.C.D.D.F.)	0.840 ton/m ²	0.840 ton/m ²
	<u>0.350 ton/m²</u>	<u>0.150 ton/m²</u>
carga total en escaleras	0.1.190 ton/m ²	0.990 ton/m ²

La simbología que utilizaremos en el análisis es la siguiente:

Wpp: Peso propio del elemento

T: Trabe

L: Losa

M: Muro

V: ventanales

P: Pretil

Es: escaleras

En: Enrase con EL tabique rojo recocido

A continuación se realizará la baja de cargar del segundo nivel. Para lo cual dividiremos sus secciones la planta, resolviendo sólo la mitad de dicha de ella, ya que como semencionó anteriormente esta resulta igual a lo largo de un eje longitudinal. (Ver fig. 1)

IV.2.1 Análisis de la Primera Sección

Iniciaremos analizando la trabe T-6 que se encuentra apoyada sobre las trabes eje 4 y 6. La trabe T-6 esta sometida a 4 cargas, (ver fig 4.3) estas son: dos producidas por la ventana y el muro que encuentran situadas sobre la trabe T-6; una tercera producida por el area de losa tributaria a ésta trabe; la última producida por el peso propio de dicha trabe.

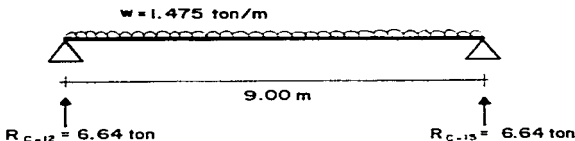
Las acciones que actúan sobre la trabe T-6 son:

Peso propio de la trabe $W_{ppT} =$	$(0.576 \text{ ton/m})(9.00\text{m}) =$	5.18 ton
Peso propio de la losa $W_{ppL} =$	$(0.650 \text{ ton/m}^2)(8.00\text{m}^2) =$	5.20 ton
Peso propio del muro $W_{ppM} =$	$(0.10\text{m} \times 1.0\text{m} \times 9.0\text{m})(1.2 \text{ ton/m}^3) =$	1.08 ton
Peso propio de la ventana $W_{ppV} =$	$(1.35\text{m} \times 9.0)(0.15 \text{ ton/m}^2) =$	<u>1.82 ton</u>
Peso total que actúa en la trabe T-6 =		13.28 ton

Este peso lo consideramos como una carga uniformemente distribuida sobre la trabe, por lo tanto:

$$W = \frac{13.28}{9.00} = 1.475 \text{ ton/m}$$

Analizando la trabe como una viga simplemente apoyada para obtener sus reacciones, que serán las descargas que trasmite a las trabes en las que esta apoyada (trabe eje 4 y trabe eje 6). En seguida se muestra la trabe con la carga uniformemente repartida.



DISTRIBUCION DE CARGAS EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

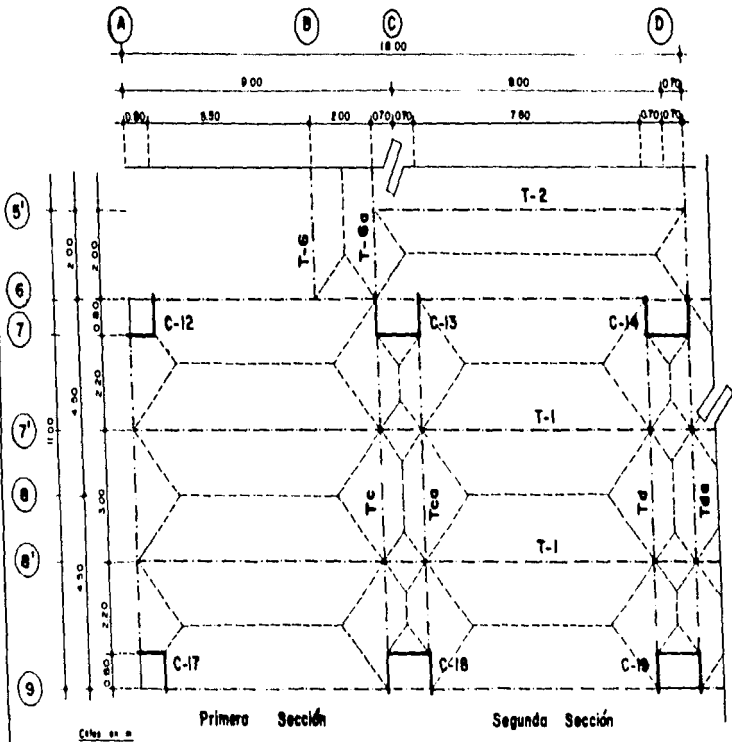
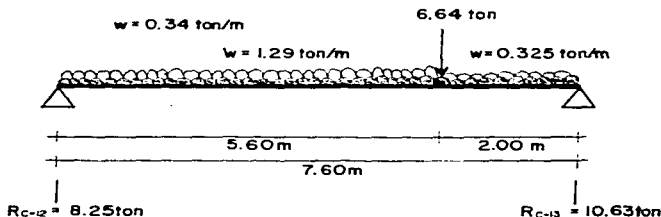


Figura 4.3

Por lo tanto, tenemos que la trabe T-6 transmite una carga de 6.64 ton a cada una de las traves en las que se encuentra apoyada, dichas cargas se idealizan como cargas puntuales en las traves.

Analizaremos la trabe eje 6 que se encuentra apoyada en las columnas C-12 y C-13. Esta trabe como se puede observar en la figura 4.3, se encuentra sometida a 6 cargas; dos de ellas debido al peso del muro y la ventana en esta trabe, una tercera debido a la reacción que provoca por la trabe que analizamos anteriormente; otras dos provocadas por las áreas tributarias a esta trabe; la última es debido al peso propio de la trabe, entonces:

$W_{ppT} =$	$(0.576 \text{ ton/m}) (7.60\text{m}) =$	4.38 ton
$W_{ppL} =$	$(0.550 \text{ ton/m}^2) (9.88\text{m}^2) =$	5.43 ton
$W_{ppL} =$	$(0.650 \text{ ton/m}^2) (1.00\text{m}^2) =$	0.65 ton
$W_{ppM} =$	$(0.10\text{m} \times 1.0\text{m} \times 5.50\text{m}) (1.2 \text{ t/m}^3) =$	0.66 ton
$W_{ppV} =$	$(1.35\text{m} \times 0.50\text{m}) (0.15 \text{ ton/m}^2) =$	1.11 ton
Carga transmitida por la trabe T-6 =		<u>6.64 ton</u>
Peso total que actúa en la trabe eje = 6		18.87 ton



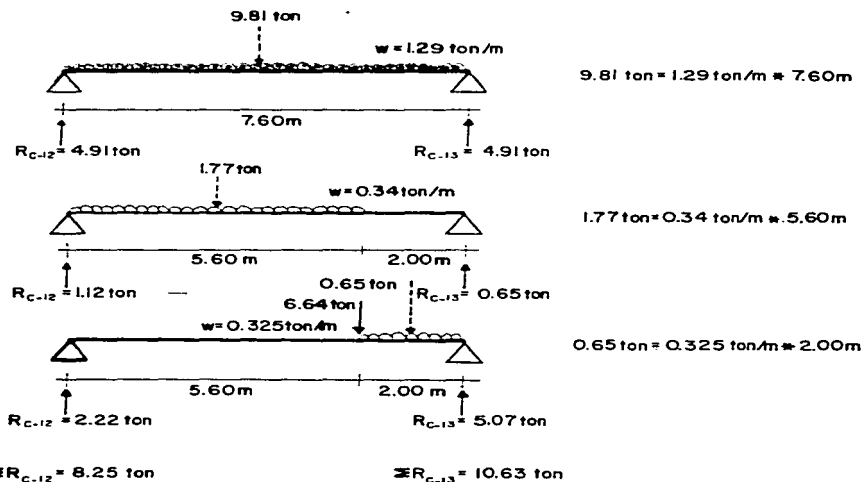
$$w = 0.34 \text{ ton/m} = (W_{ppM} + W_{ppV}) / 2.00$$

$$w = 1.29 \text{ ton/m} = (W_{ppT} + W_{ppL}) / 7.60$$

$$w = 0.325 \text{ ton/m} = (W_{ppL}) / 2.00$$

En este caso examinamos las cargas totales sin considerarlas uniformemente distribuidas, con el fin de mostrar que para efectos de cálculo el resultado es el mismo.

Para que el análisis sea más explícito se analizarán las cargas por separado utilizando el criterio de superposición de cargas, por lo tanto:



La suma total de las reacciones son las descargas que la trabe eje 6 trasmite directamente a las columnas C-12 y C-13.

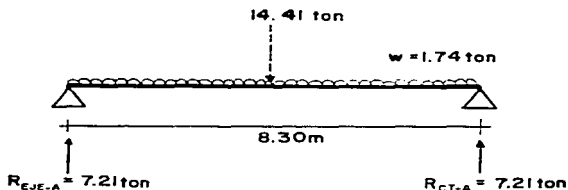
Analizamos ahora las traves T-1 situadas en los ejes 7' y 8', como estas traves están sujetas a las mismas cargas, haremos sólo un análisis para las dos traves (ver fig. 4.3).

Para la trabe T-1 (eje 7')

$$\begin{aligned} W_{ppT} &= (0.384 \text{ ton/m}) (8.30\text{m}) = & 3.19 \text{ ton} \\ W_{ppL} &= (0.550 \text{ ton/m}^2) (10.20\text{m}^2) = & 5.61 \text{ ton} \\ W_{ppL} &= (0.550 \text{ ton/m}^2) (10.20\text{m}^2) = & \underline{5.61 \text{ ton}} \end{aligned}$$

$$\text{Peso total que gravita en la trabe 7'} = 14.41 \text{ ton}$$

Por lo tanto: nuestra viga queda de la siguiente forma:



Estas mismas reacciones son las que produce la trabe CT-1 (eje 8'), a las traves eje A y trabe Tc.

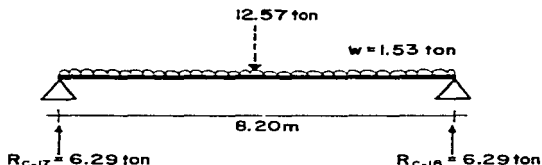
Continuaremos con el cálculo de la trabe eje 9, que se encuentra apoyada sobre las columnas C-17 y C-18, esta trabe se encuentra sometida a 4 cargas: la carga producida por el muro 2 de la ventana; la carga producida por el área de la losa tributaria a esa trabe y por último la carga producida por el peso propio de la trabe.

Para la trabe eje 9

$W_{ppT} =$	$(0.576 \text{ ton/m})(8.20\text{m}) =$	4.72 ton
$W_{ppL} =$	$(0.550 \text{ ton/m}^2)(9.88\text{m}^2) =$	5.43 ton
$W_{ppM} =$	$(0.10\text{m} \times 1.00\text{m} \times 7.50\text{m})(1.2\text{t/m}^3) =$	0.90 ton
$W_{ppV} =$	$(1.35\text{m} \times 7.50\text{m})(0.15\text{t/m}^3) =$	<u>1.05 ton</u>

Peso total que gravita en la trabe eje 9 = 12.57 ton

Entonces nuestra viga queda de la siguiente forma:



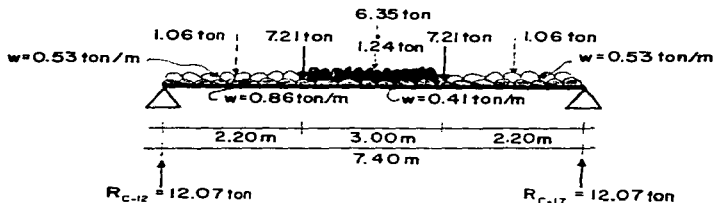
Como las cuatro cargas están a lo largo de la trabe, se facilita el procedimiento, ya que se pueden sumar e idealizar una carga puntal al centro de la viga y así obtenemos más rápido sus reacciones, en algunas ocasiones redondearemos las cifras a 2 decimales, para facilitar el análisis.

Continuando con nuestro cálculo procederemos a analizar la trabe eje A, que se encuentra apoyada sobre las columnas C-12 y C-17; esta trabe está sometida a 8 cargas, estas son: 3 son debido al área de la losa tributaria en esta trabe; otras 2 son las reacciones debido a las descargas de las traves 7' y 8'; 2 más al peso propio del muro y la ventana; y por último la carga debido al peso propio de la trabe.

Para la trabe eje A:

$W_{ppT} =$	$(0.576 \text{ ton/m}) (7.40\text{m}) =$	4.26 ton
$W_{ppL} =$	$(0.550 \text{ ton/m}^2) (2.25\text{m}^2) =$	1.24 ton
$w_{pp1} =$	$(0.550 \text{ ton/m}^2) (1.93\text{m}^2 \times 2) =$	2.12 ton
$W_{ppM} =$	$(0.10\text{m} \times 2.35\text{m} \times 7.40) (1.2 \text{ ton/m}^3) =$	2.09 ton
Reacción provocada por la trabe 7'		7.21 ton
Reacción provocada por la trabe 8'		<u>7.21 ton</u>
Peso total en la trabe A		24.13 ton

Por lo tanto, nuestra viga queda cargada de la siguiente forma:



Como se puede observar en la figura anterior, las cargas se encuentran supuestas simétricamente y por ello el cálculo de las reacciones resulta como en la viga anterior, donde se suman las cargas para después repartirlas por igual a las columnas en las que se encuentra apoyada la trabe.

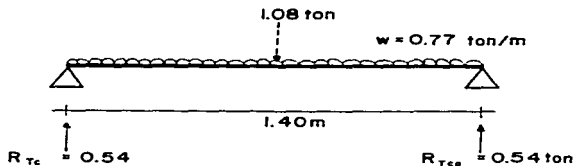
Para poder analizar nuestra siguiente trabe (la trabe Tc), es necesario calcular las reacciones que producen las fracciones de las traves 7' y 8' que se encuentran precisamente entre las traves Tc y Tca. Dichas fracciones están sometidas a las mismas cargas, por ello sólo haremos un análisis.

Para las fracciones intermedias de la trabe 7' y 8'

$$W_{ppT} = (0.384 \text{ ton/m}) (1.40 \text{ m}) = 0.54 \text{ ton}$$

$$W_{ppL} = (0.550 \text{ ton/m}^2) (0.49 \text{ m}^2) = \underline{0.54 \text{ ton}}$$

$$\text{Peso total en la fracción de la trabe 7' y 8' = 1.08 \text{ ton}}$$

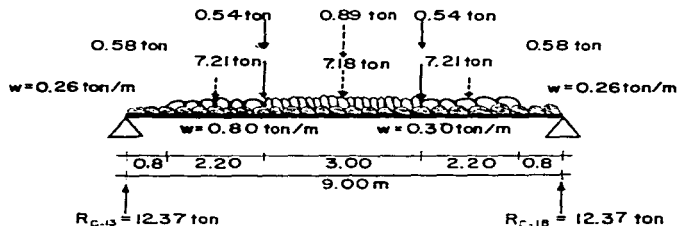


Ahora si tenemos todo lo necesario para poder analizar la trabe Tc que se encuentra apoyada en las columnas C-13 y C-18. Esta trabe se encuentra sometida a varias cargas, las cuales no detallamos y sólo se presenta el cálculo de ellas.

Para la trabe Tc

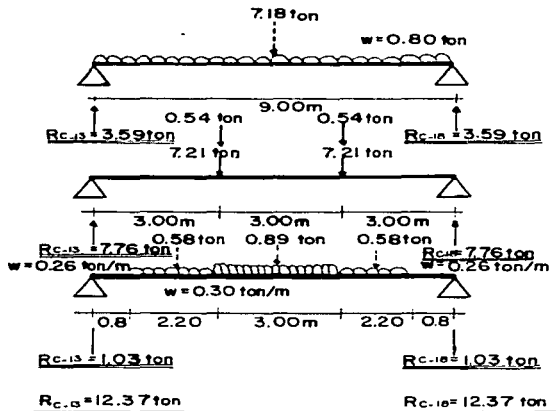
WppT=	(0.384 ton/m) (9.00 m)=	3.46 ton
WppL=	(0.550 ton/m ²) (2.25m ²) 3=	3.78 ton
WppL=	(0.550 ton/m ²) (1.05 m ²) 2=	1.16 ton
WppL=	(0.550 ton/m ²) (1.61 m ²)=	0.86 ton
Carga transmitida por la trabe 7' =		7.21 ton
Carga transmitida por la fracc. de la trabe 7' =		0.54 ton
Carga transmitida por la trabe 8' =		7.82 ton
Carga transmitida por la fracc. de la trabe 8' =		<u>0.54 ton</u>
Peso total en la trabe Tc=		24.73 ton

Por lo tanto la distribución de las cargas que gravitan en la trabe Tc queda de la siguiente forma:



Como podemos observar esta trabe esta sujeta a 11 cargas, al igual que en ejemplo anterior, todas estas cargas están supuestas simétricamente, pero para demostrar que resulta lo mismo en cuestión de cálculo, lo analizaremos por medio del principio de superposición de cargas el cual ya hemos utilizado anteriormente.

Por lo tanto nuestra viga se descompone en la siguiente forma:



Así tenemos que las descargas finales que provoca la trabe Tc sobre las columnas es de 12.37 ton. También podemos observar que el cálculo a través del principio de superposición de cargas, es lo mismo que si sumáramos todas las cargas para luego dividir las entre dos; esto siempre y cuando las cargas guarden cierta simetría en su distribución.

Por último, para cerrar la primera sección faltará analizar la trabe Tc, entre las columnas C -6 y C-13, pero antes debemos conocer las reacciones que provoca la trabe T-2., que se encuentra apoyada en las traves Tc y T da.

Para la trabe T-2

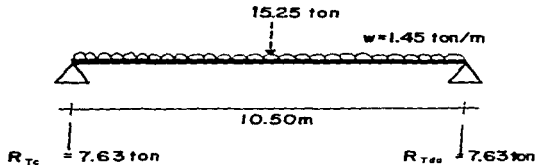
$$W_{ppT} = (0.576 \text{ ton/m}) (10.50 \text{ m}) \quad 6.05$$

$$W_{ppL} = (0.650 \text{ ton/m}^2) (9.50 \text{ m}^2) \quad 6.18$$

$$W_{ppP} = (0.288 \text{ ton/m}) (10.50 \text{ m}^2) \quad 3.02$$

$$\text{Peso total en la trabe T-2} = 15.25 \text{ ton}$$

Por lo tanto la viga queda cargada de la siguiente manera:

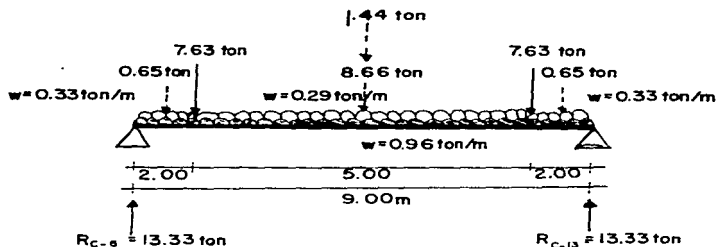


Ahora si podemos analizar la trabe Tc y cerrar la primera sección:

Para la trabe Tc (entre las columnas C-6 y C-13)

$W_{ppT} =$	$(0.384 \text{ ton/m}) (10.5\text{m}) =$	3.66 ton
$W_{ppL} =$	$(0.650 \text{ ton/m}^2) (8.00 \text{ m}^2) =$	5.20 ton
$W_{ppL} =$	$(0.650 \text{ ton/m}^2) (1 \text{ m}^2) =$	1.30 ton
$W_{ppP} =$	$(0.288 \text{ ton/m}) (5 \text{ m}^2) =$	1.44 ton
Carga transmitida por la trabe T-2 (eje 4') =		7.63 ton
Carga transmitida por la trabe T-2 (eje 5') =		<u>7.63 ton</u>

Peso total en la trabe Tc = 26.66 ton



Con este último análisis cerramos la primera sección y para las columnas C-6 y C-13 les faltará aumentarles el peso que resulte del análisis de la segunda sección, esto lo haremos al final del cálculo de la planta.

IV.2.2 Análisis de la Segunda Sección

Dado lo laborioso del cálculo, de aquí en adelante sólo presentaremos las acciones y reacciones finales que afectan a los elementos estructurales.

Comenzaremos nuestro análisis de la segunda sección con la trabe eje 6, que se encuentra apoyada sobre las columnas C-13 y C-14.

Para la trabe eje 6

WppT	= (0.576 ton/m) (7.60 m)	= 4.38 ton
WppL	= (0.650 ton/m ²) (9.50 m ²)	= 6.18 ton
WppL	= (0.550 ton/m ²) (9.15 m ²)	= 5.03 ton
WppM	= (0.10m x 1.70m x 7.60m) (1.2 t/m ³)	= 1.55 ton
WppV	= (0.65 m x 7.60m) (0.15 t/m ²)	= <u>0.74 ton</u>

Peso total en la trabe eje 6 = 17.88 ton

Reacción provocada en la columna C-13 = 8.94 ton

Reacción provocada en la columna C-14 = 8.94 ton

Continuaremos ahora con el cálculo de la trabe T-1 (eje 7'), como se mencionó en la sección anterior está sometida a las mismas cargas que la trabe T-1 en el eje 8'; por tal razón, aquí también haremos un análisis para las dos trabes:

Para la trabe T-1 sobre eje 7' u 8'

W _{ppT} =	(0.384 ton/m) (7.60 m)=	2.92 ton
W _{ppL} =	(0.550 ton/m ²) (9.15 m ²) 2=	<u>10.06 ton</u>
Peso total en la trabe T-1=		12.98 ton
Reacción provocada en la trabe T _{ca} =		6.49 ton
Reacción provocada en la trabe T _d =		6.49 ton

Estas son las reacciones que las trabes T-1, en los ejes 7' y 8', transmiten a las trabes T_{ca} y T_d. Se recuerda que los ejes 7' y 8', no existen en los planos originales, pero para facilitar la ubicación de las trabes, aquí los consideramos.

Toca analizar a las trabes eje 9, apoyadas en las columnas C-18 y C-19; esta trabe está sometida a cuatro cargas que son:

Para la trabe eje 9.

W _{ppT} =	(0.576 ton / m) (7.60m)=	4.38 ton
W _{ppL} =	(0.550 ton / m ²) (9.15m ²)=	5.03 ton
W _{ppM} =	(0.10m x 1.0 x 7.60) (12 t/m ²)=	0.91 ton
W _{ppV} =	(1.35m x 7.60m) (0.15 ton/m ²)=	<u>1.54 ton</u>

Peso total de la trabe eje 9=	11.86 ton
Reacción provocada en la columna C-18=	5.93 ton
Reacción provocada en la columna C-19=	5.93 ton

Analizaremos ahora la trabe Tca, de la cual ya conocemos todo para su cálculo, recordemos que las fracciones de las trabes T-1 ejes 7' y 8' ya fueron calculadas en la primera sección, por lo tanto:

Para la trabe Tca.

WppT=	(0.384 ton/m) (9.0m)=	3.46 ton
WppL=	(0.550 ton/m ²) (1.05) 2=	1.16 ton
WppL=	(0.550 ton /m ²) (1.61)=	0.89 ton
WppL=	(0.550 ton /m ²) (2.25) 3=	3.72 ton
Carga trasmitida por la trabes 7' =		6.49 ton
Carga trasmitida por la fracción de la trabe 7' =		0.54 ton
Carga trasmitida por la trabe 8' =		6.49 ton
Carga trasmitida por la fracción de la trabe 8' =		<u>0.54 ton</u>
Peso total en la trabe Tca=		23.29 ton
Reacción provocada a la columna C-13=		11.65 ton
Reacción provocada a la columna C-18=		11.65 ton

Toca el turno de análisis a la trabe Td, pero como se puede observar en la figura 4.4, esa trabe está sometida a las mismas cargas que la trabe Tca, presentando por lo tanto su peso total y las reacciones que provoca a sus respectivas columnas.

Para la trabe Td.

Peso total en la trabe Td=	23.29 ton
Reacción provocada a la columna C-14=	11.65 ton
Reacción provocada a la columna C-19=	11.65 ton

Con esta última trabe cerramos la segunda sección recordando que la suma total para las columnas se presentará al final del cálculo de toda la planta.

IV.2.3 Análisis de la Tercera Sección

Antes de empezar con esta sección, primero tendremos que determinar las reacciones producidas por el cubo de las escaleras, ver fig. 4.4, que se encuentran empotradas sobre la trabe T-6a y T-7, en estas mismas trabes se tienen las reacciones producidas por la trabe Tf, así que empezaremos nuestro análisis con estas últimas

Para la trabe Tf (eje 4)

WppT=	(0.240 ton/m) (5.50m)=	1.32 ton
WppL=	(0.680 ton/m ²) (2.75m ²)=	1.79 ton
WppP=	(0.288 ton/m ²) (5.50m)=	<u>1.58 ton</u>
Peso total de la trabe Tf=		4.69 ton
Reacción provocada a la trabe T- 6a=		1.86 ton
Reacción provocada a la trabe T-7=		2.83 ton

Para la trabe Tf (eje 5)

WppT=	(0.240 ton/m) (5.50m)=	1.32 ton
WppL=	(10.650 ton/m ²) (5.00m ²)=	3.25 ton
WppP=	(0.288 ton/m ²) (5.50)=	<u>1.58 ton</u>
Peso total en la trabe Tf=		61.5 ton
Reacción provocada a la trabe T - 6 a=		2.63 ton
Reacción provocada a la trabe T-7=		3.52 ton

DISTRIBUCION DE CARGAS EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

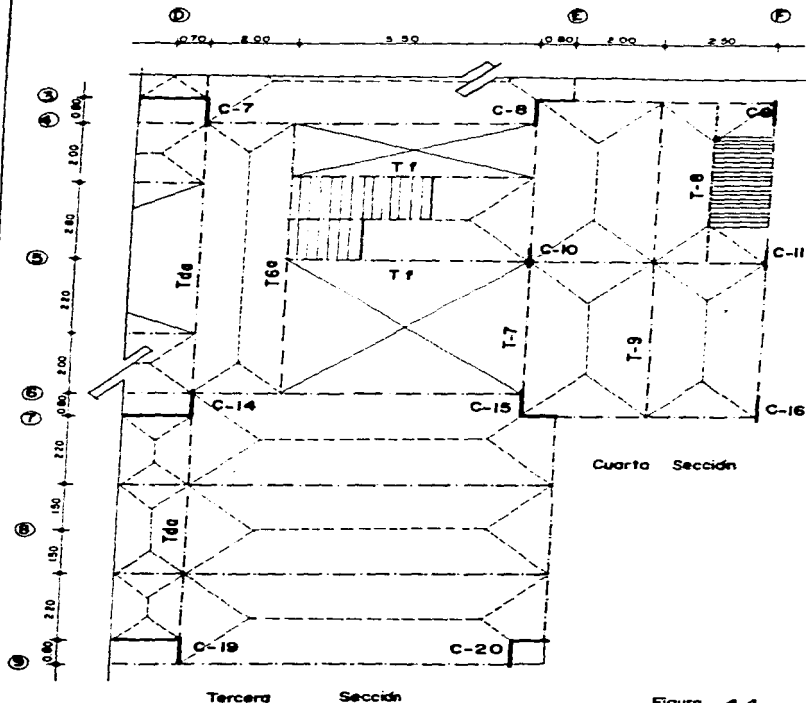


Figura 4.4

Ahora si podemos analizar la trabe T-6a que se encuentra apoyada en las travesaje 4 y 6, esta trabe además de las cargas de losa y las reacciones de las travesajes Tf, está sometida a las acciones que producen las escaleras, éstas tienen una inclinación de 30° por lo que la trabe queda cargada con las siguientes acciones:

Para la trabe T-6a

WppT=	(0.576 ton/m) (9.00)=	5.18 ton
WppL=	(0.650 ton/m ²)(8.00m ²)=	5.20 ton
Wpp Es=	(sen 30 x 1.19 ton/m ²) (2.13m ²)=	1.28 ton
Wpp Es=	(sen 30 x 1.101 ton/m) (4.38m ²)=	2.61 ton
Wpp P=	(sen 30 x 0.288 ton/m) (5.40m)=	0.78 ton
Carga transmitida por la trabe Tf (eje 4')=		1.86 ton
Carga transmitida por la trabe Tf (eje 5)=		<u>2.83 ton</u>
Peso total en la trabe T-6a =		19.74 ton
Reacción provocada en la trabe eje 4=		10.95 ton
Reacción provocada en la trabe eje 6=		8.79 ton

Análisis de la trabe eje 6

WppT=	(0.576 ton/m) (7.60m)=	4.38 ton
WppL=	(0.550 ton/m ²) (9.88m ²)=	5.43 ton
WppM=	(0.10 m x 1.70 m x 5.5m) (1.2 ton/m ³)=	1.12 ton
WppV=	(0.65m x 5.50m) (0.15 ton/m ²)=	0.54 ton
Carga transmitida por la trabe T- 6a=		<u>8.79 ton</u>
Peso total en la trabe eje 6=		20.91 ton
Reacción provocada en la columna C-14=		12.43
Reacción provocada en la columna C-15=		8.49

Continuamos con la trabe T-1 en los ejes 7' y 8'.

WppT=	(0.384 ton/m) (8.30m)=	3.19 ton
WppL=	(0.550 ton/m ²) (10.20 m ²)=	<u>11.22 ton</u>
Peso total en las trabes T-1=		14.41 ton
Reacción provocada en la trabe T da=		7.21 ton
Reacción provocada en la trabe eje E=		7.21 ton

Se recuerda que sólo se realiza un cálculo para las trabes T-1, en eje 7' y 8', ya que estas trabes están sometidas a las mismas cargas; asimismo hacemos mención, que para las fracciones intermedias, de estas mismas trabes, se tomará el valor que se calculó en la primera sección, por la misma razón.

Análisis de la trabe eje 9, para ésta:

WppT=	(0.576 ton/m) (8.20m)=	4.72 ton
WppT=	(0.550 ton/m ²) (9.88m ²)=	5.43 ton
WppH=	(0.10m x 1.0m x 7.5m) (1.2 t/m ³)=	0.90 ton
WppV=	(1.35m x 7.5m) (0.15 ton/m ²)=	<u>1.52 ton</u>
Peso total en la trabe eje 9=		12.50 ton
Reacción provocada en la columna C-19=		6.29 ton
Reacción provocada en la columna C-20=		6.29 ton

Análisis de la trabe Tda

WppL=	(0.550 ton /m ²) (1.05m ²)=	1.16 ton
WppT =	(0.384 ton /m) (9.0m)=	3.46 ton
WppL=	(0.550 ton /m ²) (1.61m ²)=	0.89 ton
WppL=	(0.550 ton/m ²) (2.25m ²)=	3.72 ton

Reacción provocada en la trabe 7'="	7.21 ton
Reacción provocada por la fricción: de la trabe 7'="	0.54 ton
Reacción provocada por la trabe 8'="	7.21 ton
Reacción por la frac. de la trabe de 8'="	<u>0.54 ton</u>

Peso total en la trabe Tda="	24.13 ton
Reacción provocada en la columna C-14="	12.37 ton
Reacción provocada en la columna C-19="	12.37 ton

Análisis de la trabe eje E, ésta es la última con la cual cerramos la tercera sección.

Para la trabe eje E

WppT'="	(0.576 ton/m) (7.40)m="	4.26 ton
WppL="	(0.550 ton/m ²) (1.93m ²)2="	2.12 ton
WppL="	(0.550 ton /m ²) (2.25m ²)="	1.24 ton
WppH="	(0.10 m x 2.35 m x 7.40m) (1.2 t/m ²)="	2.09 ton
Carga tras. por la trabe T-1 (eje 7')="		7.21 ton
Carga tras. por la trabe T-1 (eje 8')="		<u>7.21 ton</u>
Peso total en la trabe eje E="		24.13 ton
Reacción provocada en la columna C-15="		12.07 ton
Reacción provocada en la columna C-20="		12.07 ton

Con estos hemos terminado la tercera sección, cabe aclarar, que debido a las acciones actuales de las escaleras principales, las cargas en las columnas C-7 y C-8, son diferentes de las columnas C-14 y C-15 y aunque no se presenta el cálculo de las escaleras, se indican sus cargas totales en la fig. 4.5.

IV. 2. 4. Análisis de la Cuarta Sección

Esta en la última sección del cuerpo de los laboratorios será necesario desarrollar el cálculo de toda la sección; iniciaremos con la trabe T-8 que se encuentra apoyada en las trabes T-3 (eje 3) y Tf (eje 5).

Para la trabe T-8

WppT=	(0.240 ton/m) (5.30 m)=	1.28 ton
WppL=	(0.550 ton/m ²) (3.29 m ²)=	1.81 ton
WppM=	(0.20m x 2.35m x 4.20) (0.80 t/m ³)=	<u>0.38 ton</u>

Peso total en la trabe T-8 = 3.47 ton

Reacción provocada a la trabe T-3 = 1.70 ton

Reacción provocada a la trabe Tf = 1.78 ton

Análisis para la trabe T-9 entre las trabes T-3 y Tf

WppT=	(0.240 ton/m) (5.40m)=	1.30 ton
WppL=	(0.550 ton/m ²) (5.60m ²)=	3.08 ton
WppL=	(0.550 ton/m ²) (3.29m ²)=	<u>1.81 ton</u>

Peso total en la trabe T-9 = 5.19 ton

Reacción provocada a la trabe T-3 (eje 3) = 2.60 ton

Reacción provocada a la trabe Tf (eje 5) = 2.60 ton

Análisis para la trabe T-7 entre las columnas C-8 y C-10

WppT=	(0.240 ton/m) (5.40 m)=	1.30 ton
WppT=	(0.550 ton/m ²) (5.60m)=	3.08 ton
WppM=	(0.20 x 2.35 x 3.30m) (0.80 t/m ³)=	1.24 ton

Carga transmitida por la trabe Tf=	<u>1.75 ton</u>
Peso total en la trabe T-7=	7.37 ton
Reacción provocada en la columna C-8=	4.07 ton
Reacción provocada en la columna C-10=	3.36 ton

Análisis para la trabe eje F entre las columnas C-9 y C-11

WppT=	(0.240 ton/m) (5.40 m)=	1.30 ton
WppM=	(0.20m x 5.40 x 2.35)(0.80 ton/m3)=	2.03 ton
WppL=	(0.650 ton/m ²)(0.60 m ²)=	<u>0.89 ton</u>

Peso total en la trabe eje F= 3.72 ton

Reacción provocada en la columna C-9=	1.86 ton
Reacción provocada en la columna C-11=	1.86 ton

Análisis de la trabe T-3 entre las columnas C-8 y C-9

WppT=	(0.240 ton/m) (5.30 m)=	1.27 ton
WppL=	(0.550 ton/m ²)(1.96 m ²)=	1.08 ton
WppL=	(0.550 ton/m ²)(0.49 m ²)=	0.27 ton
WppL=	(0.650 ton/m ²)(0.25 m ²)=	0.16 ton
WppE=	(sen 50 x 1.19 ton/m ²) (1.60 m ²)=	1.46 ton
WppM=	(0.20m x 2.35 x 5.30)(0.80 ton/m3)=	1.99 ton
Reacción provocada por la trabe T-8=	1.70 ton	
Reacción provocada por la trabe T-9=	<u>2.60 ton</u>	

Peso total en la trabe T-3= 10.53 ton

Reacción provocada a la columna C-8= 4.14 ton

Reacción provocada a la columna C-9= 6.39 ton

Análisis para la trabe eje F entre la columna C-11 y C-16

WppT= (0.240 ton/m) (5.10m)= 1.30 ton

WppL= (0.550 ton/m²) (4.88 m²)= 2.68 ton

WppM= (0.20x2.35x5.10)(0.80 ton/m³)= 1.92 ton

Peso total en la trabe T-F= 5.90 ton

Reacción provocada a la columna C-11= 2.95 ton

Reacción provocada a la columna C-16= 2.95 ton

Análisis para la trabe T-9 entre las trabes Tf y T-5

WppT= (0.240 ton/m) (5.1 m) 1.30 ton

WppL= (0.550 ton/m²)(4.88 m²) 2.68 ton

WppL= (0.550 ton/m²)(5.18 m²) 2.85 ton

Peso total en la trabe T-9= 5.83 ton

Reacción provocada en la trabe Tf= 2.92 ton

Reacción provocada en la trabe T-5= 2.92 ton

Análisis para la trabe T-7 entre las columnas C-10 y C-15

WppT= (0.240 ton/m) (5.1m)= 1.22 ton

WppL=	$(0.550 \text{ ton/m}^2)(5.18 \text{ m}^2)=$	2.95 ton
WppM=	$(0.1 \times 2.35 \times 1.30)(1.2 \text{ ton/m}^3)=$	0.37 ton
WppM=	$(0.1 \times 1.0 \times 2.70)(1.2 \text{ ton/m}^3)=$	0.32 ton
WppV=	$(1.35 \times 2.70)(0.15 \text{ ton/m}^2)=$	<u>0.55 ton</u>
Peso total en la trabe T-7=		5.3 ton

Reacción provocada en la columna C-10=	2.81 ton
Reacción provocada en la columna C-15=	2.51 ton

Análisis para la trabe Tf entre las columnas C-10 y C-11

WppT=	$(0.240 \text{ ton/m})(5.30 \text{ m})=$	1.27 ton
WppL=	$(0.550 \text{ ton/m}^2)(1.96 \text{ m}^2)=$	1.08 ton
WppL=	$(0.550 \text{ ton/m}^2)(1.96 \text{ m}^2)=$	1.08 ton
WppL=	$(0.550 \text{ ton/m}^2)(0.49 \text{ m}^2)=$	0.27 ton
WppL=	$(0.55 \text{ ton/m}^2)(1.5 \text{ m}^2)=$	0.83 ton
Reacciones de la trabe T-9=		<u>5.521 ton</u>
Carga total en la trabe T-4=		10.05 ton

Reacción provocada a la columna C-10=	5.11 ton
Reacción provocada a la columna C-11=	4.74 ton

Análisis para la trabe T-5 entre las columnas C-15 y C-16

WppT=	$(0.240 \text{ t/m})(5.30 \text{ m})$	1.27 ton
WppL=	$(0.550 \text{ t/m}^2)(1.96 \text{ m}^2)$	1.08 ton
WppL=	$(0.550 \text{ t/m}^2)(1.5 \text{ m}^2)$	0.83 ton
Reacción provocada por la trabe T-9=		<u>2.92 ton</u>
Carga total en la trabe T-5=		6.20 ton

Reacción provocada en la columna C-15=	3.10 ton
Reacción provocada en la columna C-16=	3.10 ton

Hasta aquí hemos concluido con el análisis de las cargas actuantes en los elementos estructurales en la planta nivel 2 referente al cuerpo de los laboratorios, faltará hacer las sumas totales de las reacciones en las columnas y su peso propio y así obtener la carga total en cada columna de esta planta.

IV.2.5 Suma Total de Reacciones en las Columnas Nivel 2 Entrepiso

Para la columna C-7

WppC=	(1.536 ton/m)(3.55 m)=	5.45 ton
Carga transmitida a la columna por la 2a. Sección=		20.51 ton
Carga transmitida a la columna por la 3a. Sección=		<u>41.00 ton</u>
Peso total que actúa en la columna C-7=		61.59 ton

Para la columna C-8

WppC=	(0.864 ton/m)(3.55 m)=	3.07 ton
Carga transmitida a la columna por la 3a. Sección=		22.70 ton
Carga transmitida a la columna por la 4a. Sección=		<u>8.53 ton</u>
Peso total que actúa en la columna C-8=		34.30 ton

Para la columna C-9

Wpp C=	(0.480 ton/m)(3.55 m)	1.70 ton
Carga transmitida a la columna por la 4a. Sección=		<u>8.62 ton</u>
Peso total que actúa en la columna C-9=		10.32 ton

Para la columna C-10

Wpp C=	(0.192 ton/m)(3.55 m)=	0.68 ton
Carga transmitida a la columna por la 3a. Sección=		1.73 ton
Carga transmitida la columna por la 4a. Sección=		<u>11.63 ton</u>
Peso total que actúa en la columna C-10=		14.72 ton

Para la columna C-11

Wpp C=	(0.192 ton/m)(3.55 m)=	0.68 ton
Carga transmitida a la columna por la 4ª sección=		10.11 ton
Peso total que actúa en la columna C-11=		10.89 ton

Para la columna C-12

Wpp C=	(0.86 ton/m) (3.55m)=	3.07 ton
Cargas transmitidas a la columna por la 1ª sección=		<u>20.08 ton</u>
Peso total que actúa en la columna C-12=		23.15 ton

Para la columna C-13

Wpp C=	(1.536 ton/m) (3.55m)=	5.45 ton
Cargas transmitidas a la columna por la 2ª sección=		<u>20.59 ton</u>
Peso total que actúa en la columna C-13=		55.00 ton

Para la columna C-14

Wpp C=	(1.536 ton/m) (3.55m)=	5.45 ton
Cargas transmitidas a la columna por la 2ª sección=		20.59 ton
Carga transmitida a la columna por la 3ª sección=		<u>30.07 ton</u>
Peso total que actúa en la columna C-14=		56.11 ton

Para la columna C-15

Wpp C=	(0.864 ton/m) (3.55m)=	3.07 ton
Carga transmitida a la columna por la 3ª sección=		20.39 ton
Carga transmitida a la columna por la 4ª sección=		<u>5.52 ton</u>
Peso total que actúa en la columna C-15=		28.98 ton

Para la columna C-16

Wpp C=	(0.480 ton/m) (3.55m)=	1.70 ton
Carga transmitida a la columna por la 4ª sección=		<u>6.05 ton</u>
Peso total que actúa en la columna C-16=		7.75 ton

Para la columna C-17

Wpp C=	(0.864 ton/m) (3.55)=	3.07 ton
Carga transmitida a la columna por la 1ª sección=		<u>18.36 ton</u>
Peso total que actúa en la columna C-17=		21.43 ton

Para la columna C-18

Wpp C=	(1.536 ton/m) (3.55m)=	5.45 ton
Cargas transmitidas a la columna por la 1ª Sección=		18.66 ton
Carga transmitida a la columna por la 2ª columna=		<u>17.58 ton</u>
Peso total que actúa en la columna C-18=		41.69 ton

Para la columna C-19

Wpp C=	(1.536 ton/m) (3.55m)=	5.45 ton
Carga transmitida a la columna por la 2ª sección=		17.58 ton
Carga transmitida a la columna por la 3ª sección=		<u>18.66 ton</u>
Peso total que actúa en la columna C-19=		41.69 ton

Para la columna C-20

Wpp C=	(0.864 ton/m) (3.55m)=	3.07 ton
Carga transmitida a la columna por la 3ª sección=		<u>18.36 ton</u>
Peso total que actúa en la columna C-20=		21.43 ton

La suma total de las cargas en las columnas será el peso que gravita en toda la planta del Nivel 2, por lo tanto el peso en dicha planta es:

Peso total en la planta Nivel 2 = 633.44 ton

Con el anterior análisis se ejemplifica la bajada de cargas de todo el edificio a continuación se presentan las cargas totales por columna, así como el centro de gravedad de cada entrepiso.

**DESGLOSE DE LA CARGA VIVA Y MUERTA
POR PISO EN EL EDIFICIO DE LOS LABORATORIOS**

NIVEL	PESO DE LA CARGA VIVA	PESO DE LA CARGA MUERTA	PESO TOTAL
Nivel 3 Azotea	56.43 ton	595.73 ton	652.16 ton
Nivel 2	154.74 ton	478.70 ton	633.44 ton
Nivel 1	148.23 ton	479.72 ton	627.95 ton
Nivel PB	196.33 ton	308.92 ton	505.25 ton
TOTAL	555.73 TON	1863.07	2418.80 ton

A continuación se presentan, las descargas por columna tanto del nivel 2 entrepiso, como las descargas de los demás niveles, dando al final las coordenadas centroideales de dichos niveles.

EVALUACIÓN DE LA MASA Y CENTRO DE GRAVEDAD DEL NIVEL

2 ENTREPISO

COLUMNA	CARGA TOTAL	COORDENADAS		MOMENTOS	
		(PT) TON	X	Y	(PT) (X)
C - 1	21.43	0.00	26.20	0.00	561.466
C - 2	41.69	8.60	26.20	358.534	1092.534
C - 3	41.69	17.60	26.20	703.744	1092.278
C - 4	21.43	26.20	26.20	561.466	561.466
C - 5	23.15	0.00	18.00	0.000	416.700
C - 6	55.00	8.60	18.00	473.000	990.000
C - 7	61.59	17.60	18.00	1083.984	1108.620
C - 8	34.30	26.29	18.00	898.660	617.400
C - 9	10.32	31.10	18.00	320.952	185.760
C - 10	14.72	25.80	13.10	379.776	192.832
C - 11	10.89	31.10	13.10	338.679	142.659
C - 12	23.15	0.00	8.20	0.000	189.830
C - 13	55.00	8.60	8.20	473.000	451.000
C - 14	56.11	17.60	8.20	987.536	460.102
C - 15	28.98	26.20	8.20	759.276	237.636
C - 16	7.75	31.10	8.20	241.025	63.550
C - 17	21.43	0.00	0.00	0.000	0.000
C - 18	41.69	8.60	0.00	358.534	0.000
C - 19	41.69	17.60	0.00	733.744	0.000
C - 20	21.43	26.20	0.00	561.466	0.000
	633.44			9263.376	8363.577

$$X = \frac{\sum (PT) (X)}{\sum (PT)} = \frac{9263.376}{633.44} = 14.62 \text{ m}$$

$$Y = \frac{\sum (PT) (Y)}{\sum (PT)} = \frac{8363.577}{633.44} = 13.20 \text{ m}$$

EVALUACIÓN DE LA MASA Y CENTRO DE GRAVEDAD DE LA PLANTA

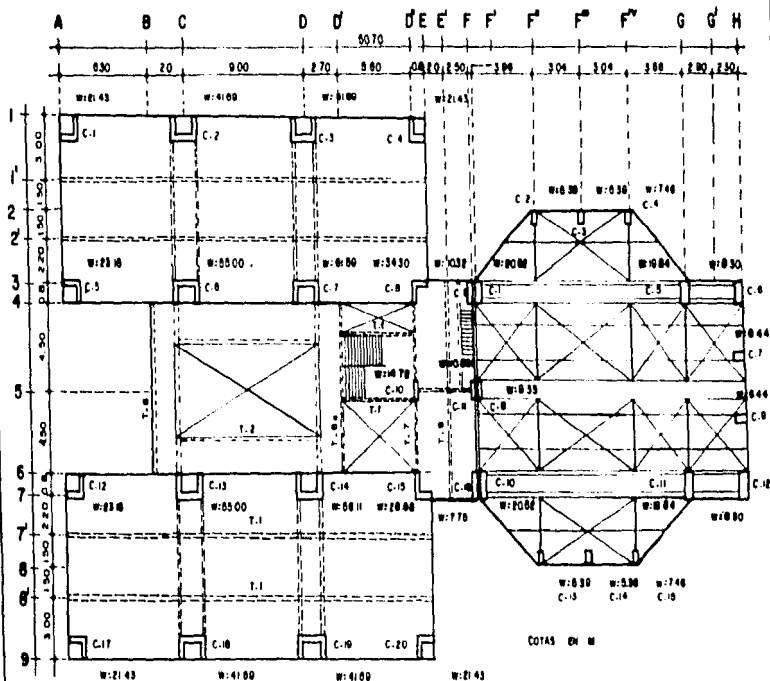
AZOTEA - AUDITORIO

COLUMNA	CARGA	COORDENADAS		MOMENTOS	
	TOTAL	X	Y	(PT) (X)	(PT) (Y)
	(PT) TON				
C - 1	5.39	3.96	17.20	21.344	92.708
C - 2	5.39	7.99	17.20	43.066	92.708
C - 3	7.46	10.04	17.20	74.898	128.312
C - 4	20.52	0.075	13.50	1.539	277.020
C - 5	19.84	13.70	13.50	271.808	267.840
C - 6	8.30	18.75	13.50	155.625	112.05
C - 7	6.44	18.75	10.40	120.750	66.976
C - 8	9.33	0.00	8.30	0.000	77.439
C - 9	6.44	18.75	6.80	120.750	43.792
C - 10	20.52	0.075	3.70	1.539	75.924
C - 11	19.84	13.70	3.70	271.808	73.408
C - 12	8.30	18.75	3.70	155.625	30.710
C - 13	5.39	3.96	0.00	21.344	0.00
C - 14	5.39	7.99	0.00	43.066	0.00
C - 15	7.46			74.898	0.00
	156.01			1378.060	1338.887

$$X = \frac{\Sigma (PT) (X)}{\Sigma (PT)} = \frac{1378.06}{156.01} = 8.83 \text{ m}$$

$$Y = \frac{\Sigma (PT) (Y)}{\Sigma (PT)} = \frac{1338.887}{156.01} = 8.58 \text{ m}$$

CARGA TOTAL POR COLUMNA EN EL NIVEL 2



(W: Carga en toneladas)

Figure 4.5

EVALUACIÓN DE LA MASA Y CENTRO DE GRAVEDAD DE LA PLANTA

NIVEL 3 (AZOTEA)

COLUMNA	CARGA TOTAL	COORDENADAS		MOMENTOS	
		(PT) (X)	X	Y	(PT) (X)
C - 1	26.57	0.00	26.20	0.000	696.134
C - 2	49.81	8.60	26.20	423.366	1305.022
C - 3	49.88	17.60	26.20	877.888	1306.856
C - 4	26.60	26.20	26.20	696.920	696.920
C - 5	29.03	0.00	18.00	0.000	522.540
C - 6	53.75	8.60	18.00	462.250	967.500
C - 7	44.93	17.60	18.00	790.768	808.740
C - 8	24.16	26.20	18.00	632.992	434.880
C - 9	7.71	31.10	18.00	239.781	138.780
C - 10	14.31	25.80	13.10	369.198	187.461
C - 11	12.97	31.10	13.10	403.367	169.907
C - 12	20.03	0.00	8.20	0.000	238.046
C - 13	53.75	8.60	8.20	462.250	440.750
C - 14	44.93	19.60	8.20	790.768	368.426
C - 15	24.16	26.20	8.20	632.992	198.112
C - 16	7.71	31.10	8.20	239.781	63.222
C - 17	26.57	0.00	0.00	000.000	000.000
C - 18	49.81	8.60	0.00	428.366	000.000
C - 19	49.88	17.60	0.00	877.888	000.000
C - 20	26.60	26.20	0.00	696.920	000.000
	652.16			9030.495	8543.296

$$X = \frac{\sum (PT)(Y)}{\sum (PT)} = \frac{9030.495}{652.16} = 13.85 \text{ m}$$

$$Y = \frac{\sum (PT)(X)}{\sum (PT)} = \frac{8543.296}{652.16} = 13.10 \text{ m}$$

EVALUACIÓN DE LA MASA Y CENTRO DE GRAVEDAD DE LA PLANTA

NIVEL 1 ENTREPISO

COLUMNA	CARGA TOTAL	COORDENADAS		MOMENTOS	
		(PT) (TON)	X	Y	(PT) (X)
C - 1	21.43	0.00	26.20	000.000	561.466
C - 2	41.69	8.60	26.20	385.534	1092.278
C - 3	41.69	19.60	26.20	733.794	1092.278
C - 4	21.43	26.20	26.20	561.466	561.466
C - 5	23.15	0.000	18.00	000.000	416.700
C - 6	55.00	8.60	18.00	473.000	990.000
C - 7	61.59	17.60	18.00	1083.984	1108.620
C - 8	35.82	26.20	18.00	938.484	644.760
C - 9	9.69	31.10	18.00	301.559	174.420
C - 10	16.34	25.80	13.10	421.572	214.054
C - 11	10.98	31.10	13.10	341.478	143.838
C - 12	23.15	0.00	8.20	000.000	189.830
C - 13	55.00	8.60	8.20	473.000	451.000
C - 14	57.71	17.60	8.20	1015.696	473.222
C - 15	23.77	26.20	8.20	622.774	194.914
C - 16	3.27	31.10	8.20	101.697	26.814
C - 17	21.43	0.00	0.00	000.000	000.000
C - 18	41.69	8.60	0.00	358.534	000.000
C - 19	41.69	17.60	0.00	733.744	000.000
C - 20	21.43	26.20	0.00	561.466	000.000
	627.95			9107.78	8335.66

$$X = \frac{\sum (PT) (Y)}{\sum (PT)} = \frac{9107.78}{627.95} = 14.50 \text{ m}$$

$$Y = \frac{\sum (PT) (X)}{\sum (PT)} = \frac{8335.660}{627.95} = 13.27 \text{ m}$$

CARGA TOTAL POR COLUMNA EN EL NIVEL I

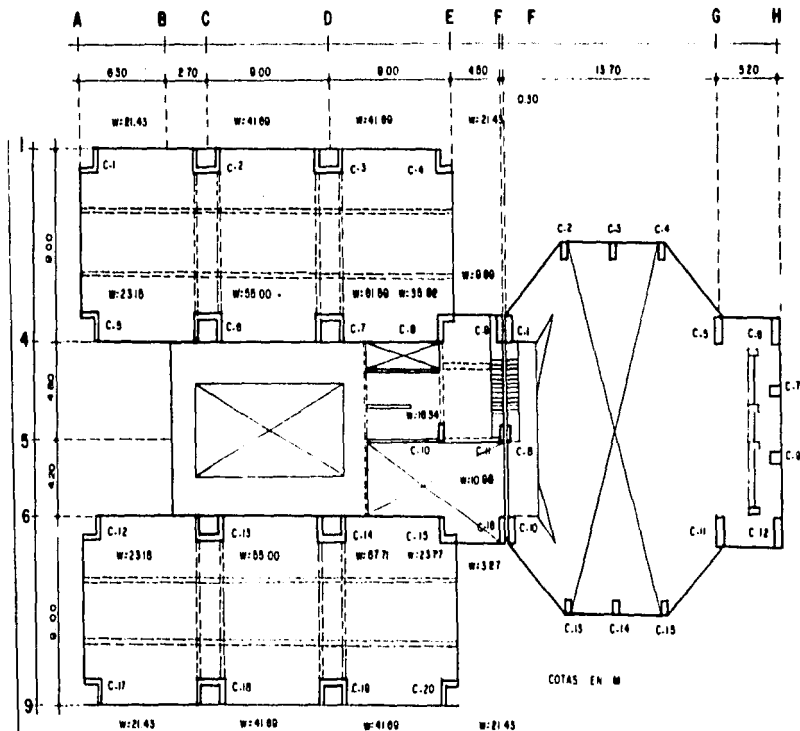


Figure 4.7

EVALUACIÓN DE LA MASA Y CENTRO DE GRAVEDAD DE LA PLANTA

B A J A

COLUMNA	PESO	COORDENADAS		MOMENTOS	
	TOTAL	X	Y	(PT) (X)	(PT) (Y)
	(PT) (TON)				
C - 1	13.75	0.00	26.20	0.000	360.250
C - 2	27.73	8.60	26.20	238.478	726.526
C - 3	27.71	17.60	26.20	487.696	726.002
C - 4	13.10	26.20	26.20	343.220	343.220
C - 5	28.70	0.00	18.00	0.000	516.600
C - 6	50.27	8.60	18.00	432.322	904.860
C - 7	48.81	17.60	18.00	859.056	878.580
C - 8	25.98	26.20	18.00	680.676	467.640
C - 9	3.44	31.10	18.00	106.984	61.920
C - 10	16.68	25.80	13.10	430.344	218.508
C - 11	8.32	31.10	13.10	258.752	108.992
C - 12	28.70	0.00	8.20	0.000	235.340
C - 13	50.27	8.60	8.20	432.322	412.214
C - 14	52.05	17.60	8.20	916.080	426.810
C - 15	23.04	26.20	8.20	603.648	188.928
C - 16	4.41	31.10	8.20	137.151	36.162
C - 17	13.75	0.00	0.000	0.000	0.000
C - 18	27.73	8.60	0.00	238.478	0.000
C - 19	27.71	17.60	0.00	487.696	0.000
C - 20	13.10	26.20	0.00	343.220	0.000
	505.25			6996.123	6612.552

$$Y = \frac{\Sigma (PT) (Y)}{\Sigma (PT)} = \frac{6996.123}{505.25} = 13.845 \text{ m}$$

$$X = \frac{\Sigma (PT) (X)}{\Sigma (PT)} = \frac{6612.552}{505.25} = 13.089 \text{ m}$$

EVALUACIÓN DE LA MASA Y CENTRO DE GRAVEDAD DE LA PLANTA

BAJA EN AUDITORIO

COLUMNA	CARGA TOTAL	COORDENADAS		MOMENTOS	
		(PT) TON	X	Y	(PT) (X)
C - 1	9.78	3.96	17.20	38.729	168.216
C - 2	6.38	7.99	17.20	50.976	109.736
C - 3	9.52	10.04	17.20	95.581	163.744
C - 4	38.20	0.075	13.50	2.865	515.700
C - 5	54.19	13.70	13.50	742.403	731.565
C - 6	19.87	18.75	13.50	372.563	268.245
C - 7	8.33	18.75	10.40	156.188	86.632
C - 8	14.25	0.00	8.30	0.000	118.275
C - 9	8.33	18.75	6.80	156.188	56.644
C - 10	9.52	0.075	3.70	0.714	35.224
C - 11	54.19	13.70	3.70	742.403	200.503
C - 12	19.87	18.75	3.70	372.563	73.519
C - 13	9.78	3.96	0.00	38.729	0.00
C - 14	6.38	7.99	0.00	50.976	0.00
C - 15	9.52	10.04	0.00	95.581	0.00
	278.11			2916.459	2528.003

$$X = \frac{\Sigma (PT) (X)}{\Sigma (PT)} = \frac{2916.459}{278.11} = 10.48 \text{ m}$$

$$Y = \frac{\Sigma (PT) (Y)}{\Sigma (PT)} = \frac{2528.003}{278.11} = 9.09 \text{ m}$$

CARGA TOTAL POR COLUMNA EN PLANTA BAJA

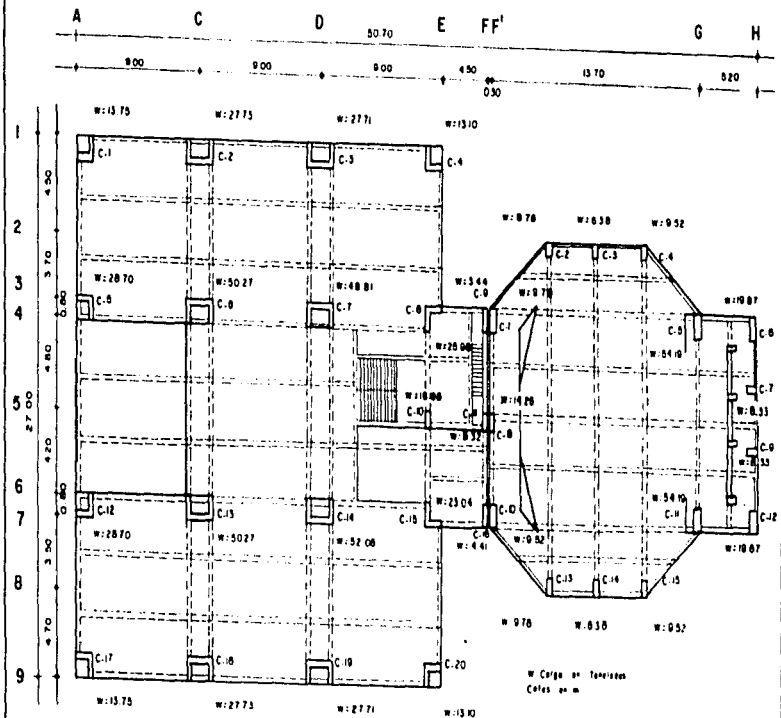


Figura 48

EVALUACIÓN DE LA MASA Y CENTRO DE GRAVEDAD DE LA PLANTA

A NIVEL CIMENTACIÓN

COLUMNA	CARGA		COORDENADAS		MOMENTOS	
	TOTAL		X	Y	(PT) (X)	(PT) (Y)
	(PT) TON					

C - 1	22.81	0.00	26.20	0.000	597.622
C - 2	42.94	8.60	26.20	369.284	1125.028
C - 3	42.94	17.60	26.20	755.744	1125.028
C - 4	22.81	26.20	26.20	597.622	597.622
C - 5	28.39	0.00	18.00	0.000	511.020
C - 6	66.17	8.60	18.00	569.062	1191.060
C - 7	53.72	17.60	18.00	945.472	966.960
C - 8	39.92	26.20	18.00	1045.904	718.560
C - 9	9.52	31.10	18.00	296.072	171.360
C - 10	22.89	25.80	13.10	590.562	299.850
C - 11	15.69	31.10	13.10	487.959	205.539
C - 12	28.39	0.00	8.20	0.000	232.798
C - 13	66.17	8.60	8.20	569.062	542.594
C - 14	72.72	17.60	8.20	1279.872	596.304
C - 15	36.52	26.20	8.20	956.824	299.464
C - 16	10.06	31.10	8.20	312.866	82.492
C - 17	22.81	0.00	0.00	0.000	0.000
C - 18	42.94	8.60	0.00	369.284	0.000
C - 19	42.94	17.60	0.00	755.744	0.000
C - 20	22.91	26.20	0.00	597.622	0.000
	713.26			10498.955	9263.310

$$Y = \frac{\Sigma(PT)(Y)}{\Sigma(PT)} = \frac{10498.955}{713.26} = 14.72 \text{ m}$$

$$X = \frac{\Sigma(PT)(X)}{\Sigma(PT)} = \frac{9263.310}{713.26} = 12.99 \text{ m}$$

EVALUACIÓN DE LA MASA Y CENTRO DE GRAVEDAD DE LA PLANTA

DE CIMENTACIÓN EN AUDITORIO

COLUMNA	CARGA TOTAL	COORDENADAS		MOMENTOS	
		(PT) TON	X	Y	(PT)(X)

C - 1	6.39	3.96	17.20	25.304	109.908
C - 2	3.98	7.99	17.20	31.800	68.456
C - 3	6.04	10.04	17.20	60.642	103.888
C - 4	38.90	0.075	13.50	2.910	525.150
C - 5	49.91	13.70	13.50	683.767	673.785
C - 6	14.58	18.75	13.50	273.375	196.830
C - 7	6.01	18.75	10.40	112.688	62.504
C - 8	10.36	0.00	8.30	0.000	85.988
C - 9	6.01	18.75	6.80	112.688	-40.868
C - 10	38.90	0.075	3.70	2.918	143.930
C - 11	49.91	13.70	3.70	683.967	184.667
C - 12	14.58	18.75	3.70	273.375	53.946
C - 13	6.39	3.96	0.00	25.304	0.000
C - 14	3.98	7.99	0.00	31.800	0.000
C - 15	6.04	10.04	0.00	60.642	0.000
	261.98			2381.188	2249.920

$$X = \frac{\Sigma(PT)(X)}{\Sigma(PT)} = \frac{2381.188}{261.98} = 9.09 \text{ m}$$

$$\Sigma(PT) \quad 261.98$$

$$Y = \frac{\Sigma(PT)(Y)}{\Sigma(PT)} = \frac{2249.920}{261.98} = 8.59 \text{ m}$$

$$\Sigma(PT) \quad 261.98$$

CARGA TOTAL POR COLUMNA A NIVEL CIMENTACION

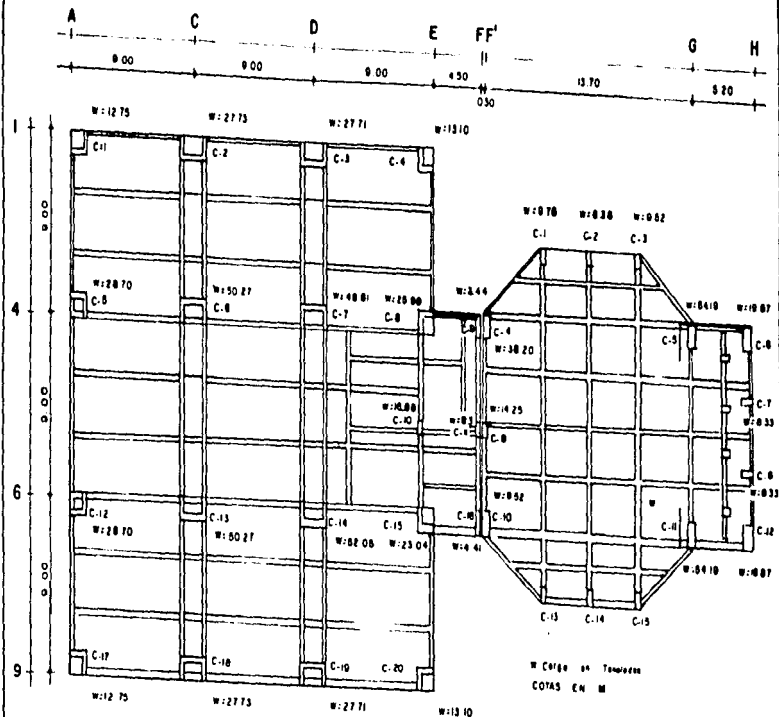


Figura 4.9

EVALUACIÓN DE LA MASA Y CENTRO DE GRAVEDAD

DEL EDIFICIO DE LOS LABORATORIOS

NIVEL	PESO TOTAL	COORDENADAS		MOMENTOS	
		(TON)	X	Y	(X)
Az	652.85	13.85	13.10	9032.416	8543.296
N2	633.44	14.62	13.20	9260.843	8361.408
N1	627.95	14.50	13.27	9105.275	8332.897
PB	505.25	13.85	13.09	6997.713	6613.723
C	713.26	14.72	12.99	10499.187	9265.247
	3132.06			44895.484	41116.571

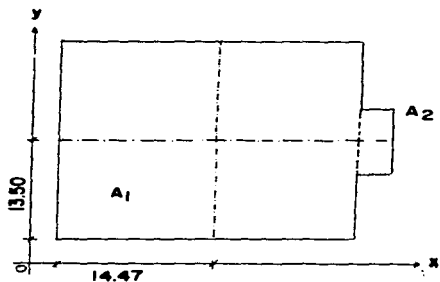
$$X = \frac{44895.484}{3132.46} = 14.33\text{m}$$

$$Y = \frac{41116.571}{3132.46} = 13.13\text{m}$$

$$X = 14.33\text{m}$$

$$Y = 13.13\text{m}$$

CÁLCULO DEL CENTROIDE DE LA PLANTA DE CIMENTACIÓN



$$A_1 = L^2 = 27 \times 27 = 729 \text{ m}^2$$

$$A_2 = b \times h = 4.5 \times 10.60 = 47.70 \text{ m}^2$$

$$Y = \frac{A_1 Y_1 + A_2 Y_2}{A_1 + A_2} = \frac{(729)(13.50) + (47.70)(13.50)}{(729 + 47.70)} = 13.50$$

$$Y = 13.50 \text{ m}$$

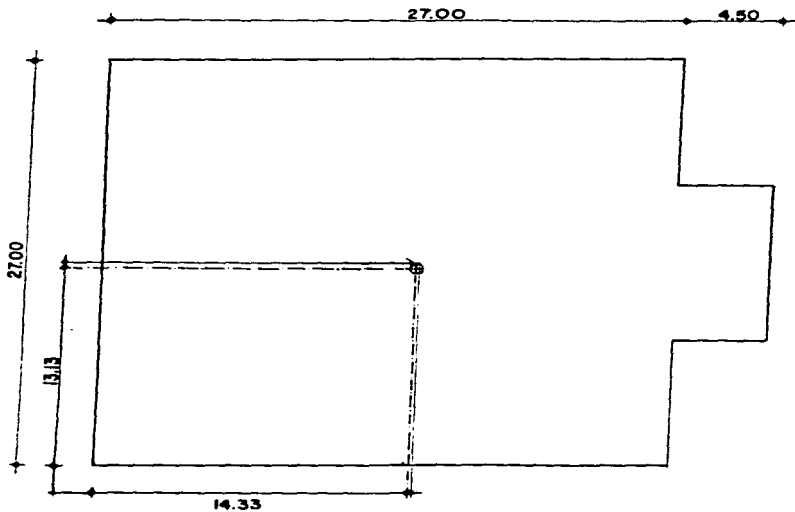
$$X = \frac{A_1 X_1 + A_2 X_2}{A_1 + A_2} = \frac{(729)(13.50) + (47.70)(29.25)}{(729 + 47.70)} = 14.47$$

$$X = 14.47 \text{ m}$$

$$Y = 13.50 \text{ m}$$

$$X = 14.47 \text{ m}$$

CENTROIDE DE LAS CARGAS QUE TRASMITE LA ESTRUCTURA



----- Línea del Centroide Cargas
————— Línea del Centroide del Área del Cajón

Figura 4.10

**EVALUACIÓN DE LA MASA Y CENTRO DE GRAVEDAD DEL
EDIFICIO AUDITORIO**

NIVEL	PESO TOTAL	COORDENADAS		MOMENTOS	
		(TON)	X	Y	(X)
Az	156.01	8.33	8.58	1299.563	1338.566
PB	278.11	10.49	9.09	2917.374	2528.020
C	261.98	01.09	8.59	2381.398	2250.308
	696.10			6598.335	6116.994

$$X = \frac{6598.335}{696.10} = 9.48 \text{ m}$$

$$Y = \frac{6116.994}{696.10} = 8.79 \text{ m}$$

$$X = 9.48 \text{ m}$$

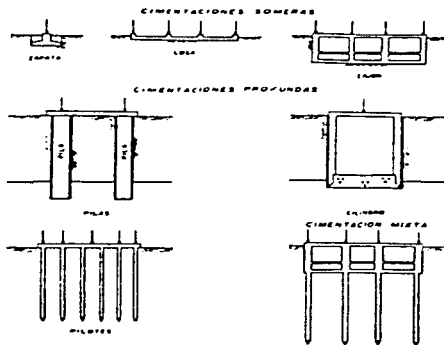
$$Y = 8.79 \text{ m}$$

IV. 3. Alternativas de Cimentación

El tipo de cimentación más adecuado para una estructura dada, depende de varios factores, como su función, las cargas que debe soportar, las condiciones del subsuelo y el costo de la cimentación comparado con el costo de la superestructura.

Debido a las relaciones existentes entre varios factores, usualmente pueden obtenerse varias soluciones aceptables para cada problema de cimentación (figura 4.11). Al elegir el tipo de cimentación, se deben dar los siguientes pasos sucesivos:

- 1.- Obtener cuando menos, información aproximada con respecto a la naturaleza de la superestructura y de las cargas que se van a transmitir a las cimentaciones.
 - 2.- Determinar las condiciones del subsuelo en forma general.
 - 3.- Considerar brevemente cada uno de los tipos acostumbrados de cimentación, para juzgar si pueden construirse en las condiciones prevalecientes, si serían capaces, de soportar las cargas necesarias, y si pudieran experimentar asentamientos perjudiciales. En esta etapa preliminar se eliminan los tipos evidentemente inadecuados.
 - 4.- Hacer estudios más detallados y aún anteproyectos de las alternativas más prometedoras. Para hacer estos estudios puede ser necesario tener información adicional con respecto a las cargas y condiciones del subsuelo, y generalmente, deberán extenderse lo suficiente para determinar el tamaño aproximado de las zapatas o pilas, o la longitud aproximada y el número de pilotes necesarios. También puede ser necesario hacer estimaciones más refinadas de los asentamientos, para predecir el comportamiento de la estructura.
 - 5.- Preparar una estimación del costo de cada alternativa viable de cimentación, y elegir el tipo que represente la transacción más aceptable entre el funcionamiento y el costo.
- En los pasos 3 y 4, se requiere el conocimiento del comportamiento probable de cada tipo de cimentación para cada tipo de condición del subsuelo.



Tipos de cimentación más usuales

TIPO DE CIMENTACIONES		PROFUNDAS			SOMERAS	
ESTRUCTURA	BIENES RELIEVES	PILOTES	PILAS	CAJONES	LOSAS	ZAPATAS
	PROBABLES					
RESISTENCIA		MUY BAJA	BAJA	MEDIA	ALTA	MUY ALTA
COMPRESION		MUY ALTA	ALTA	MEDIA	BAJA	MUY BAJA
SUELO						

Selección del tipo de cimentación (Según E. Tamez)

Figura 4.11

IV.3.1 Primera Alternativa de Cimentación

Diseño de la cimentación utilizando zapatas.

IV.3.1.1 Capacidad de carga

La ecuación presentada corresponde al criterio propuesto por Vasić, que revisión según el reglamento para el Distrito Federal.

$$q_u = a_c c N_c + a_q \sigma d (N_q - 1) + a_\gamma \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

$$q_a = (q_u / FD) + P_o$$

Donde:

- qu : Capacidad de carga última
- qa : Capacidad de carga admisible
- c : Parámetro de cohesión
- γ : Esfuerzos efectivos al nivel de desplante
- γ : Peso volumétrico del suelo
- B : Ancho del cimiento
- Nc, Nq, Nγ : Factores de capacidad de carga
- ac, aq, aγ : Factores de forma
- FD : Factor de dimensionamiento
- Po : Esfuerzos totales al nivel de desplante

Para nuestro primer análisis supondremos una zapata rectangular (losa de cimentación) de $31.50 \times 27.0m$, con un ángulo de fricción interna de $\phi = 3$ y el NAF se encuentra a $1.40m$

Entrando con el valor de ϕ en la gráfica 4.12, obtenemos los valores de N_c , N_q y N_y , por lo tanto:

$$N_c = 6, N_q = 1.3 \text{ y } N_y = 1$$

Con los valores obtenidos anteriormente pasamos a la siguiente tabla de factores de forma.

TABLA 4.1

FORMA DE LA BASE	a_c	a_q	a
RECTANGULAR	$1 + (B/L)(N_q/N_c)$	$1 + (B/L)\tan\phi$	$1 - 0.4(B/L)$
CUADRADA	$1 + (N_q/N_c)$	$1 + \tan\phi$	0.6

Sustituyendo los valores, para una zapata rectangular, tenemos que:

$$a_c = 1.23, a_q = 1.05 \text{ y } a = 0.57$$

Ahora si, tenemos todos los valores para poder calcular la capacidad de carga última:

$$q_u = (1.23 \cdot 0.6 \cdot 6) + (1.05 \cdot 1.7 \cdot 0.3) + (0.57 \cdot 0.5 \cdot 1.23 \cdot 28.8 \cdot 1)$$

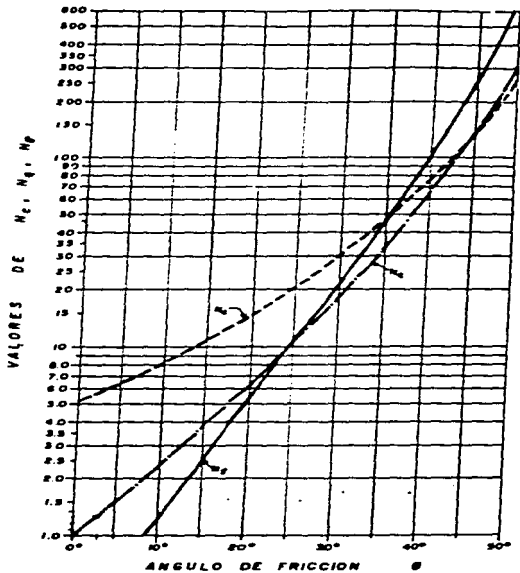
$$q_u = 4.43 + 0.54 + 10.67$$

$$q_u = 15.64 \text{ ton}$$

Por lo que para q_a tenemos:

$$q_a = (15.64 \cdot 3) + 0.4$$

$$q_a = 5.61 \text{ ton}$$



Factores de capacidad de carga para suelos cohesivo - friccionantes
(Según A. S. Vesic ref B)

Figura 4.12

IV.3.1.2 Asentamientos

El asentamiento bajo carga estática sobre la zapata o losa de cimentación se evalúa con la suma del asentamiento elástico inmediato (δ_e) más el asentamiento a largo plazo por consolidación (δ_c)

$$\delta_T = \delta_e + \delta_c$$

IV. 3. 1. 2. 1 Cálculo de los Asentamientos Inmediatos.

Peso transmitido por la estructura al suelo:

Nivel	Peso (ton)	
A ₂	652.16	
N ₂	633.44	
N ₁	627.95	$W = P / A$
PB	505.25	$W = 2918.80 / 776.70$
C	500.00	$W = 3.76 \text{ ton/m}^2 \approx 4.00 \text{ ton/m}^2$

Cálculo de los Esfuerzos al Centro de la Estructura

Para el cálculo de la distribución de esfuerzos consideraremos las siguientes condiciones:

- El desplante de la cimentación (Df), será: 1.60 m
- El centroide del área de la cimentación es: $X = 14.47$ m y $Y = 13.50$ m
- Peso de la estructura (W) = 2918.80 ton.

- Carga compensada:

$$W_c = \gamma Df A_c = (1.33)(1.60)(776.70)$$

$$W_c = 1615.54 \text{ ton}$$

- Carga neta W_n :

$$W_n = W - W_c = 2918.80 - 1615.54 =$$

$$W_n = 1303.26 \text{ ton}$$

Por lo tanto, el esfuerzo transmitido al suelo es:

$$\sigma = P / A = 1303.26 / 776.70 = 1.68 \text{ ton/m}^2 \approx 2 \text{ ton/m}^2$$

Para el cálculo de los esfuerzos al centro de el área del cajón de cimentación, distribuiremos dicha área de modo que podamos utilizar la teoría de Skempton (que sólo se puede utilizar para áreas rectangulares). Esta distribución se puede observar en la siguiente figura (4.13).

DISTRIBUCION DE AREAS PARA EL CALCULO DEL
ASENTAMIENTO AL CENTRO DE LA CIMENTACION

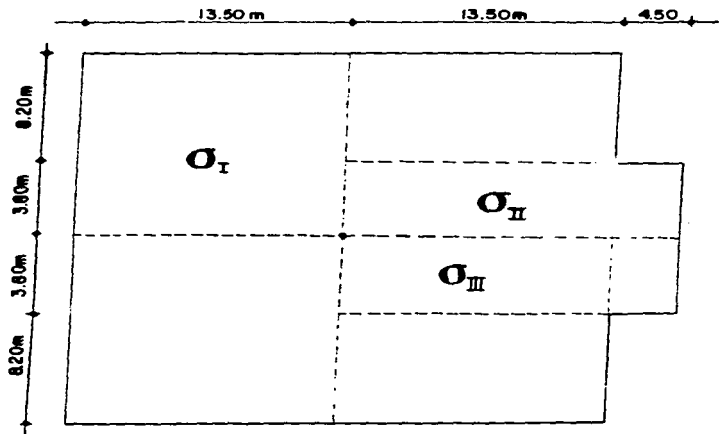


Figura 4.13

Distribución de esfuerzos para σ_I

prof. z	Coord. x	Coord. y	Factor m	Factor n	F. Influencia wo	Sobrecarga w	Est. Parcial σ_p	Est. Total $\sigma_t = \sigma_p \cdot 4$
0.0	13.5	13.5	α	α	00.25	0.00	0.00	0.00
1.4	13.5	13.5	9.64	9.64	0.249	0.00	0.00	0.00
1.6	13.5	13.5	8.44	8.44	0.247	2.0	0.494	1.98
2.5	13.5	13.5	5.40	5.40	0.245	2.0	0.490	1.96
2.8	13.5	13.5	4.81	4.81	0.242	2.0	0.484	1.94
7.0	13.5	13.5	1.93	1.93	0.231	2.0	0.462	1.85
12.5	13.5	13.5	1.08	1.08	0.179	2.0	0.360	1.44
16.5	13.5	13.5	0.82	0.82	0.151	2.0	0.302	1.20
21.0	13.5	13.5	0.64	0.64	0.115	2.0	0.230	0.92
26.0	13.5	13.5	0.52	0.52	0.089	2.0	0.180	0.72
32.0	13.5	13.5	0.42	0.42	0.063	2.0	0.130	0.52
38.5	13.5	13.5	0.35	0.35	0.047	2.0	0.094	0.38
40.5	13.5	13.5	0.33	0.33	0.042	2.0	0.084	0.34
45.0	13.5	13.5	0.30	0.30	0.039	2.0	0.078	0.31
48.5	13.5	13.5	0.28	0.28	0.033	2.0	0.066	0.26
51.5	13.5	13.5	0.26	0.26	0.027	2.0	0.054	0.22

Distribución de esfuerzos para σ_{II}

prof. z	Coord. x	Coord. y	Factor m	Factor n	F. Influencia wo	Sobrecarga w	Est. Parcial σ_p	Est. Total $\sigma_t = \sigma_p \cdot 2$
0.0	18.0	5.30	α	α	0.25	0.00	0.00	0.00
1.4	18.0	5.30	12.86	3.79	0.246	0.00	0.00	0.00
1.6	18.0	5.30	11.25	3.31	0.245	2.0	0.490	0.98
2.5	18.0	5.30	7.20	2.12	0.241	2.0	0.484	0.97
2.8	18.0	5.30	6.43	1.89	0.240	2.0	0.480	0.96
7.0	18.0	5.30	2.57	0.76	0.177	2.0	0.354	0.71
12.5	18.0	5.30	1.44	0.42	0.112	2.0	0.224	0.45
16.5	18.0	5.30	1.09	0.32	0.082	2.0	0.164	0.33
21.0	18.0	5.30	0.86	0.25	0.061	2.0	0.122	0.24
26.0	18.0	5.30	0.69	0.20	0.047	2.0	0.094	0.19
32.0	18.0	5.30	0.56	0.17	0.034	2.0	0.068	0.14
38.5	18.0	5.30	0.48	0.14	0.025	2.0	0.050	0.10
40.5	18.0	5.30	0.44	0.13	0.022	2.0	0.044	0.09
45.0	18.0	5.30	0.40	0.12	0.019	2.0	0.038	0.08
48.5	18.0	5.30	0.37	0.11	0.017	2.0	0.034	0.07
51.5	18.0	5.30	0.35	0.10	0.015	2.0	0.030	0.06

Cálculo de esfuerzos para σ_{III}

Prof. z	Coord. x	Coord. y	Factor m	Factor n	F. Influencia w_0	Sobrecarga w	Esf. Parcial σ_p	Est. Total $\sigma_T = \sigma_p \cdot 2$
0.0	13.50	5.30	α	α	0.25	0.00	0.00	0.00
1.4	13.50	5.30	9.64	3.79	0.245	0.00	0.00	0.00
1.6	13.50	5.30	8.44	3.31	0.243	2.0	0.486	0.97
2.5	13.50	5.30	5.40	2.12	0.241	2.0	0.484	0.97
2.8	13.50	5.30	4.81	1.89	0.240	2.0	0.480	0.96
7.0	13.50	5.30	1.93	0.76	0.175	2.0	0.350	0.70
12.5	13.50	5.30	1.08	0.42	0.111	2.0	0.214	0.43
16.5	13.50	5.30	0.82	0.32	0.080	2.0	0.152	0.30
21.0	13.50	5.30	0.64	0.25	0.055	2.0	0.110	0.22
26.0	13.50	5.30	0.52	0.20	0.040	2.0	0.080	0.16
32.0	13.50	5.30	0.42	0.17	0.029	2.0	0.056	0.11
38.5	13.50	5.30	0.35	0.14	0.021	2.0	0.042	0.08
40.5	13.50	5.30	0.33	0.13	0.018	2.0	0.036	0.07
45.0	13.50	5.30	0.30	0.12	0.014	2.0	0.28	0.06
48.5	13.50	5.30	0.28	0.11	0.012	2.0	0.024	0.05
51.5	13.50	5.30	0.26	0.10	0.011	2.0	0.022	0.04

Donde:

z: Profundidad del estrato

x,y: Coordenadas del centroide del área de la cimentación

m,n: Factores de forma

w_0 : Factor de influencia

w: Carga transmitida al suelo

σ_p : Esfuerzo parcial

σ_T : Esfuerzo total

Calculando los Esfuerzos Totales

$$\sigma_{\text{Total}} = \sigma_I + \sigma_{II} - \sigma_{III}$$

PROF. Z	ESFUERZO σ_I	ESFUERZO σ_{II}	ESFUERZO σ_{III}	ESFUERZO Total ton/m ²	ESFUERZO Total kg/cm ²
0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.60	1.98	0.98	0.17	1.99	0.20
2.50	1.96	0.97	0.97	1.96	0.20
2.80	1.94	0.96	0.96	1.94	0.19
7.00	1.85	0.71	0.70	1.86	0.19
12.50	1.44	0.45	0.43	1.46	0.15
16.50	1.20	0.33	0.30	1.23	0.12
21.00	0.92	0.24	0.22	0.94	0.09
26.00	0.72	0.19	0.16	0.75	0.08
32.00	0.52	0.14	0.11	0.55	0.06
38.50	0.38	0.10	0.08	0.40	0.04
40.50	0.34	0.09	0.07	0.36	0.04
45.50	0.31	0.08	0.06	0.33	0.03
48.50	0.26	0.07	0.05	0.28	0.03
51.0	0.22	0.06	0.04	0.24	0.02

Esfuerzos Iniciales (P₀ = z ton)

P_0	$= 0$	
$P_{1.4}$	$= (1.1 \cdot 1.3) + (1.33 \cdot 0.3)$	$= 1.83$
$P_{2.5}$	$= 1.83 + (0.33 \cdot 1.1)$	$= 2.19$
$P_{7.0}$	$= 2.19 + (0.33 \cdot 0.90) + (0.4 \cdot 0.6) + (0.2 \cdot 3.0)$	$= 3.36$
$P_{12.5}$	$= 3.36 + (0.2 \cdot 2.8) + (0.4 \cdot 0.3) + (0.2 \cdot 2.4)$	$= 4.52$
$P_{16.5}$	$= 4.52 + (0.2 \cdot 4.0)$	$= 5.32$
$P_{21.0}$	$= 6.22 + (0.2 \cdot 4.5)$	$= 6.22$
$P_{26.0}$	$= 6.22 + (0.2 \cdot 2) + (0.4 \cdot 0.5) + (0.2 \cdot 2.5)$	$= 7.32$
$P_{32.0}$	$= 7.32 + (0.2 \cdot 2.5) + (0.4 \cdot 0.7) + (0.2 \cdot 0.8)$	$= 8.66$
$P_{38.5}$	$= 8.66 + (0.2 \cdot 3.0) + (0.4 \cdot 2.0) + (0.2 \cdot 1.5)$	$= 10.36$
$P_{40.5}$	$= 10.36 + (0.2 \cdot 1.0) + (0.4 \cdot 0.5) + (0.2 \cdot 0.5)$	$= 10.86$
$P_{45.5}$	$= 10.86 + (0.2 \cdot 1.0) + (0.4 \cdot 1.3) + (0.2 \cdot 2.7)$	$= 12.12$
$P_{48.5}$	$= 12.12 + (0.2 \cdot 3.0)$	$= 12.72$
$P_{51.5}$	$= 12.72 + (0.2 \cdot 3.0)$	$= 13.32$
$P_{53.0}$	$= 13.32 + (0.2 \cdot 1.5)$	$= 13.62$

TABLA 4.2

CALCULO DEL ASENTAMIENTO TOTAL DE LA ESTRUCTURA

PRIMERA ALTERNATIVA DE CIMENTACION

PROF (Z)	ESPOSOR DEL ESTRATO (H)	PRESION INICIAL (Po)	RELACION DE VACIO INC. (eo)	INCREMENTO DE ESFUERZOS (ot)	PRESION TOTAL (Pt)	RELACION DE VACIOS FIN (ef)	INCREMENTO DE VACIOS (Ar)	ASENTAMIENTOS (Sp)
0-1.4	1.4							
1.4-1.6	0.2	0.19		0.2	0.39			
1.6-3.5	1.9	0.22	3.49	0.2	0.42	3.36	0.13	0.055
4-9.8	5.8	0.34	6.62	0.19	0.53	6.40	0.22	0.180
10.10-14.50	4.40	0.45	8.00	0.15	0.60	7.30	0.70	0.340
14.50-18.80	4.30	0.53	7.60	0.12	0.65	7.10	0.50	0.250
18.80-23.00	4.20	0.62	6.60	0.09	0.71	6.40	0.20	0.110
23.5-28.50	5.00	0.73	6.37	0.08	0.81	6.20	0.17	0.115
29.2-35.0	5.80	0.87		0.06				

σ TOTAL = 1.05 m

El cálculo del asentamiento anterior, sólo se analizó hasta una profundidad de 28.50 m, ya que no se contó con gráficas de compresibilidad para las demás profundidades, (éstas se completaban hasta 55 m de profundidad); sin embargo con estos resultados podemos apreciar que los asentamientos a 28.50 son demasiado considerables, poniendo en riesgo toda la estructura

IV. 3. 1. 2. 2 Asentamientos por Consolidación

La siguiente estimación de los asentamientos a largo plazo se ha calculado de una forma muy somera debido al tiempo que se lleva el análisis de las pruebas que se realizan para este tipo de asentamientos.

Estimación de los asentamientos por consolidación de la siguiente estructura:

Área de la construcción	$A = 776.70 \text{ m}$
Peso de carga	$W = 2918.80 \text{ ton}$
Esfuerzo transmitido	$w = 4.00 \text{ ton/m}_2$

Consideraciones:

- Si el ancho $B = A^{0.5}$, entonces:

$$B = 776.70^{0.5} = 27.87 \text{ m}^2$$

- Espesor compresible 60m (Sondeo realizado en la Alameda Oriente y Brazo del Río Churu-rubusco).

• Estratigrafía de la Formación Arcillosa Superior: Arcilla y limo de alta compresibilidad con contenidos de agua que varían de 200 a 400%, con límites líquidos entre 350 y 400%, y límites plásticos entre 65 y 80%.

- Resistencia a la compresión simple de 2.1 a 2.9 ton/m²

- Prueba triaxial UU (No consolidada, no drenada), de 1.5 a 4.0 ton/m²

- Relación de vacíos entre 3 y 13.

- Coeficiente de Variación Volumétrica (m_v) entre 0.008 y 0.03 m^2/ton .
- A 40m se encuentra la capa dura.
- Estratigrafía de la Formación Arcillosa Superior: De 40 a 60m constituida por arcillas compresibles, con contenidos de agua del orden de 150 a 250%.
- Coeficiente de Variación Volumétrica (m_v) entre 0.003 a 0.008 m^2/ton .

Cálculo de Asentamientos a Largo Plazo

$$\delta = m_v \times \Delta p \times H$$

Donde :

d = Asentamientos

Δp = Esfuerzos

m_v = Coeficiente de Variación Volumétrica

H = Espesor del estrato

Por lo tanto:

$$\begin{aligned} \delta_{0-40m} &= 0.3 \cdot 4 \cdot 0.008 \cdot 40 = \\ &= 38 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_{40-60m} &= 0.2 \cdot 4 \cdot 0.008 \cdot 20 = \\ &= 13 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\delta_{total} = 51 \text{ cm}$$

Con lo anterior tenemos que sumando los asentamientos inmediatos y los asentamientos a largo plazo nos arroja un asentamiento total de 1.54 m , esto es provocado por el gran esfuerzo que transmite toda la estructura al suelo. Por lo anterior nuestra primera alternativa queda desechada por poner en riesgo la seguridad de toda la estructura y se propone una segunda alternativa en la cual se utilizara pilotes de fricción.

IV. 3. 2 Segunda Alternativa de Cimentación

Diseño de la Cimentación con Pilotes de Fricción

IV. 3. 2.1 Condiciones Estáticas

Para iniciar el análisis se propone un número de pilotes que alcance un factor de dimensionamiento mínimo de 2, aplicando las siguientes expresiones:

$$N = (W_n / Q_f) F_{de}$$

Para:

$$W_n = W - W_c \quad \text{y} \quad F_{de} \geq 2$$

Donde :

N = Número total de pilotes

W_n = Carga neta

Q_f = Capacidad de carga del pilote

F_{de} = Factor de dimensionamiento de los pilotes en condición estática

W = Carga total del edificio

W_c = Carga total compensada

$$W_c = p_d * A_c$$

p_d = Esfuerzos totales a la profundidad de desplante

A_c = Área de la cimentación

Cálculo de la Capacidad de Carga de los Pilotes (individual)

$$Q_r = f_a \cdot p \cdot l + F_R$$

Donde:

- f_a = Factor de adherencia entre el pilote y el suelo
- p = Perímetro de la sección transversal del pilote (m).
- l = Longitud del pilote (m)
- F_R = Factor de resistencia igual a la unidad para un análisis al máximo

TABLA 4.3
PARÁMETROS DE LA COHESIÓN Y ADHERENCIA EN ARCILLAS

MATERIAL DEL PILOTE	RESISTENCIA DE LA ARCILLA	COHESIÓN (c) ton/m ²	ADHERENCIA (f _a) ton/m ²
Concreto y Madera	Blanda	0 - 4	0 - 3.5
	Firme	4 - 8	3.5 - 4.5
	Dura	8 - 15	4.5 - 7.0
Acero	Blanda	0 - 4	0 - 3.0
	Firme	4 - 8	3.0 - 4.0
	Dura	8 - 15	—

En nuestro caso utilizaremos pilotes de concreto trabajando por fricción, hincados a una profundidad 35 m con una sección transversal de 0.40 x 0.40 m. Nuestro parámetro de cohesión es de $c = 2 \text{ ton/m}^2$ (ver figura 3.1), teniendo también un $\gamma = 1.33 \text{ ton/m}^3$ promedio en nuestro suelo .

Así, con el valor de la cohesión como dato , en tramos a la tabla anterior (4.3) y obtenemos el valor de f_a . Por lo tanto si:

Cohesión (c)	Adherencia (f_a)
4	3.50
2	1.75

con este último valor ya podemos calcular la capacidad de carga de los pilotes a utilizar.

$$Q_f = f_a \cdot p \cdot l \cdot F_R$$

$$Q_f = (1.75) \times (0.40 \times 4) \times (35) \times (1) =$$

$$Q_f = 98 \text{ ton}$$

por lo tanto para la carga admisible:

$$Q_{adm} = Q_f / F_s ; \quad \text{para } F_s = 2$$

$$Q_{adm} = 98 / 2 = 49 \text{ ton}$$

para la capacidad de carga última se tiene:

$$Q_{ult} = Q_{adm} - W_{pp}P \quad ; \quad W_{pp}P: \text{ Peso propio del pilote}$$

$$Q_{adm} = 49 \text{ ton} - (0.40 \times 0.40 \times 35 \times 2.4) =$$

$$Q_{atm} = 35.56 \text{ ton}$$

Cálculo de la Carga Neta del Edificio

$$W_n = W - W_c \quad ; \quad \text{para} \quad W_c = (Pd)(Ac)$$

Entonces para

$$W_c = (0.2 \text{ ton/m}^2)(776.70 \text{ m}^2) =$$

$$W_c = 1553.40 \text{ ton}$$

y para W:

$$W = 2918.80 \text{ ton}$$

por lo que

$$W_n = 2918.80 - 1553.40 =$$

$$W_n = 1365.40 \text{ ton}$$

Cálculo del Número de Pilotes

$$N = F_{de} (W_n / Qf)$$

por lo tanto:

$$N = 1365.40 / 35.5 = 38.46 \text{ pilotes} \approx 40 \text{ pilotes}$$

Hemos omitido el factor de dimensionamiento (Fde), debido a que al calcular la capacidad de carga admisible de cada pilote (qa) hemos introducido un factor de seguridad que compensa al factor de dimensionamiento.

Por lo que :

$$N = 40 \text{ pilotes}$$

El número de pilotes así determinado se distribuirá en la planta de cimentación, utilizando como guía las concentraciones de las cargas por columna del análisis estructural; esta distribución preliminar será la base para el diseño subsecuente por sismo.

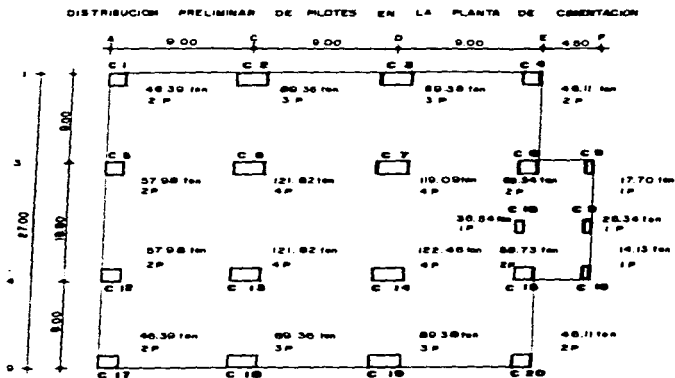


Figura 4.14

El número total de pilotes utilizados debido a las concentraciones de cargas es de 48, incrementándose 8 pilotes de los plancados.

IV. 3. 2. 2. Condiciones Sísmicas

Para el diseño se considera la carga estática combinada con el sismo actuando con un 100% de intensidad en la dirección más desfavorable y un 30% en la más favorable; esta condición se muestra esquemáticamente en la fig. 4.15 , donde para simplificar la representación se ha omitido dibujar los pilotes y el diagrama de presión de compensación p_d ; en la figura se definen las dos zonas más esforzadas de la cimentación, donde se presentan las compresiones y tensiones máximas que rigen el diseño.

Cargas de Compresión Inducidas por Sismo

La revisión de esta condición se efectúa en la cuarta parte más esforzada de la cimentación, con la siguiente ecuación de cálculo:

$$F_{cs} = \frac{nQ_f}{nQ_e + \sum n_i Q_{si}} \geq 1.7$$

donde:

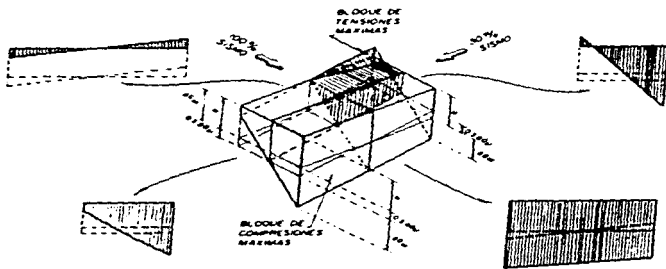
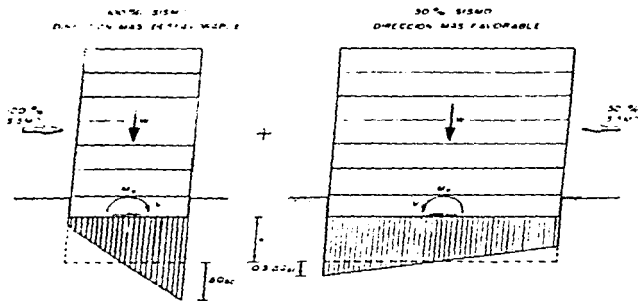
F_{cs} : Factor de dimensionamiento en sismo

Q_f : Capacidad de carga última de los pilotes individuales

Q_e : Carga estática media por pilote sin efecto de compensación

Q_{si} : Incremento de carga por sismo en cada uno de los pilotes del eje y

W_{cs} , n : Carga compensada tributaria y número de pilotes en la cuarta parte de cimentación que se analice, respectivamente



Solicitaciones en condicion sismica

Figura 4.15

n_i : Número de pilotes en el eje y

$$Q_u = W/N$$

$$Q_u = M_v [(X_i / I_x) + 0.3 (Y_i / I_y)]$$

con:

W : Carga total de la estructura

N : Número total de pilotes

M_v : Momento de volteo

$$M_v = 0.8 (2/3 H_t) (W_t \cdot (c/Q))$$

H_t : Altura total medida desde el desplante de la estructura

W_t : Peso total de la estructura

c : Coeficiente de diseño sísmico igual a 0.6

Q : Factor de comportamiento sísmico igual a 4

I_x, I_y : Momentos de inercia del conjunto de pilotes en las direcciones larga y corta, respectivamente.

X_i, Y_i : Distancias al eje i de pilotes en revisión en las direcciones corta y larga, respectivamente

Para un conjunto de pilotes de igual sección:

$$I_x = \sum n_i y_i^2 \quad ; \quad I_y = \sum n_i x_i^2$$

Por lo tanto, para:

$$I_x = 4492.225$$

$$I_y = 3773.168$$

y para el momento de volteo, tenemos:

$$M_v = 0.8 \left(\frac{2}{3} \times 13.40 \right) (2918.80 \times 0.6/4)$$

$$M_v = 3128.95 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

Sustituyendo los valores anteriores en la fórmula del incremento de carga por sismo obtenemos:

$$Q_{s1} = 3128.95 \left[\left(\frac{13.46}{3773.468} \right)^2 + 0.3 \cdot \left(\frac{12.73}{4492.225} \right) \right]$$

$$= 3128.95 (0.004 + 0.001)$$

$$Q_{s1} = 15.65$$

Para la carga estática y para la carga compensada tenemos:

$$Q_c = 1365.40 / 50 =$$

$$Q_c = 27.63$$

$$W_{ca} = 1.60 \times 175.73 =$$

$$W_{ca} = 281.17$$

Con los resultados obtenidos anteriormente, verificaremos si se cumple la desigualdad de nuestra

condición inicial (F_{da}), por lo tanto sustituyendo los valores tenemos:

$$F_{da} = (12 \times 35.56) / [(12 \times 27.63) + (5 \times 15.65) - 281.17] \\ = 426.72 / 669.69$$

$$F_{da} = 3.32$$

De acuerdo con el resultado anterior el factor de dimensionamiento por sismo resultó favorable, ya que fue mayor de 1.7.

Finalmente se evalúa el factor de dimensionamiento local en sismo para las esquinas más esforzadas, comprobándose que éste sea mayor de 1.3, ya que la rigidez de la estructura permitirá una redistribución de esfuerzos en estas zonas, alcanzándose en conjunto niveles de seguridad adecuados.

Tensiones Inducidas por sismo

La zona de cimentación sujeta a tensiones corresponde en los pilotes donde se cumple la siguiente desigualdad:

$$S_i > Q_{se}$$

Cálculo de la esquina con mayor tensión (esta esquina es la que se encuentra en el vértice que forman los ejes E y 9).

$$Q_{si} = 3128.95 [(12.67 / 3773.168) + 0.3 (13.87 / 4492.225)] \\ = 3128.95 (0.003 + 0.001)$$

$$Q_{si} = 12.516$$

para:

$$Q_e = W / N = 674.55 / 12$$

$$Q_e = 56.21$$

Por lo tanto:

$$Q_{ed} < Q_e$$

Con este resultado, ya no se tiene que verificar el factor de dimensionamiento F_{dt} que es el que se refiere al factor por tensiones, ya que como se puede observar, en la esquina donde se pudieran crear tensiones trabaja a compresión, concluyendo entonces que toda la cimentación trabaja a compresión, esto se verifica con la fórmula para el pilote más alejado en la esquina con mayor compresión y para el pilote más alejado en la esquina con mayor "tensión", la cual es:

$$P_i = W / n \pm (M_y / I_y) x_i \pm (M_x / I_x) y_i$$

donde:

P_i : Pilote más alejado en relación al centro de cargas

M_y : Momento producido en el eje y

M_x : Momento producido en el eje x

$$M_y = W e_{y1} + 0.3 M_v$$

$$M_x = W e_{x1} + M_v$$

n : Número total de pilotes

I_x, I_y : Momentos de inercia en las direcciones larga y corta respectivamente

W : Carga total del edificio

e_{x1}, e_{y1} : Excentricidad de cargas en las direcciones larga y corta respectivamente

La ecuación en la condición donde resulta positivo en los tres miembros de la misma, indica el valor para la esquina con mayor compresión, y cuando resulta menos, indica el valor de la esquina con mayor tensión.

Para la primera condición:

$$\begin{aligned} P_i &= (1365.40 / 50) + (((1365.40 \times 0.06) + 3128.95) / 3773.68) \times 12.07 + \\ & \quad (((1365.40 \times 0.41) + 0.3 (3128.95)) / 4492.225) \times 12.53 \\ &= 27.31 + 11.68 + 4.43 = \\ P_i &= 43.42 \end{aligned}$$

Para la segunda condición:

$$\begin{aligned} P_i &= (1365.40 / 50) - (((1365.40 \times 0.06) + 3128.95) / 3773.68) \times 12.07 - \\ & \quad (((1365.40 \times 0.41) + 0.3 (3128.95)) / 4492.225) \times 12.53 \\ P_i &= 27.31 - 12.67 - 4.18 \\ P_i &= 10.46 \end{aligned}$$

Como en los dos casos el resultado obtenido fue positivo, se confirma que las dos esquinas trabajan a compresión, por lo tanto, toda la cimentación trabaja a compresión.

Cortante Inducido por Sismo

La fuerza constante sísmica V deberá ser soportada por el empuje pasivo P y la fricción en las paredes del cajón y en su base F_f , además de la eventual contribución de la resistencia estructural de los pilotes R_v ; esta condición se expresa en la siguiente ecuación:

$$V \leq (P + F_f + R_v) / F_{Dv}$$

con:

$$P = p_p L d$$

$$F_f = f (2 B D_f + B L - \Sigma a_{pi})$$

$$R_v = \Sigma v_{pi}$$

donde:

P_p : Empuje pasivo

L : Dimensión del cajón en la dirección perpendicular al sismo

D_f : Profundidad de desplante

f : Coeficiente de fricción suelo-cajón de cimentación

B, L : Dimensiones del cajón en planta (ancho y largo respectivamente)

Σa_{pi} : Suma de áreas transversales de los pilotes

Σv_{pi} : Suma de la resistencia estructural del cortante de los pilotes

F_{Dv} : Factor de dimensionamiento mínimo de 1.5

Tanto el pasivo como la fricción lateral deberán considerarse únicamente cuando se garantice el confinamiento del cajón y la ausencia de colindancias cercanas; en caso contrario, sólo se tomará en cuenta la fricción en el área de la base del cajón. En ambas condiciones, f puede suponerse igual a la resistencia al corte del suelo en contacto con el cajón.

En nuestro caso el edificio consta de dos cuerpos, los cuales, tienen su cimentación individual, además, se pueden considerar algunas estructuras cercanas como los edificios A-9 y A-3 que están aproximadamente a 50 m. por lo que no cumplimos con la condición de confinamiento del cajón, utilizando entonces para el análisis sólo la fricción en la base del mismo.

Cálculo de la fricción en las paredes y en la base del cajón

$$\begin{aligned}F_r &= 2 (2 (27.00 \times 2.80) + (27.00 \times 31.5 - 8.0)) \\ &= 2 (151.20 + 850.5 - 8)\end{aligned}$$

$$F_r = 1987.40$$

y para la resistencia estructural de los pilotes

$$R_p = 50 \times 35.5 = 1775.00$$

por lo tanto:

$$287.04 \leq (1987.40 + 1775.00) / 1.5$$

$$287.04 < 2508.03$$

IV. 3. 2. 3. Distribución Definitiva de Pilotes

Partiendo de las solicitaciones obtenidas del análisis estructural por sismo, se asignará el número de pilotes que satisfaga el factor de dimensionamiento mínimo de 1.7, seleccionando las áreas tributarias por columnas o grupos de columnas de manera que sean compatibles con la disposición de los elementos estructurales.

La distribución definitiva de los pilotes que se obtuvo del análisis sísmico, se verificará que la resistencia en condiciones estáticas del conjunto de pilotes sea mayor que la suma de la resistencia de los pilotes individuales mediante la siguiente expresión:

$$N p \leq S$$

donde:

N: Número total de pilotes

p : Perímetro del pilote individual

S : Perímetro del envolvente del conjunto de pilotes

por lo tanto:

$$(50 \times 1.6) \leq 117.00$$

$$80.00 < 117.00$$

para una cimentación de planta rectangular de lados B y L y pilotes de sección cuadrada de lado d:

$$N < (B + L) / 2 d$$

PLANTA DEL CONJUNTO DE PILOTES

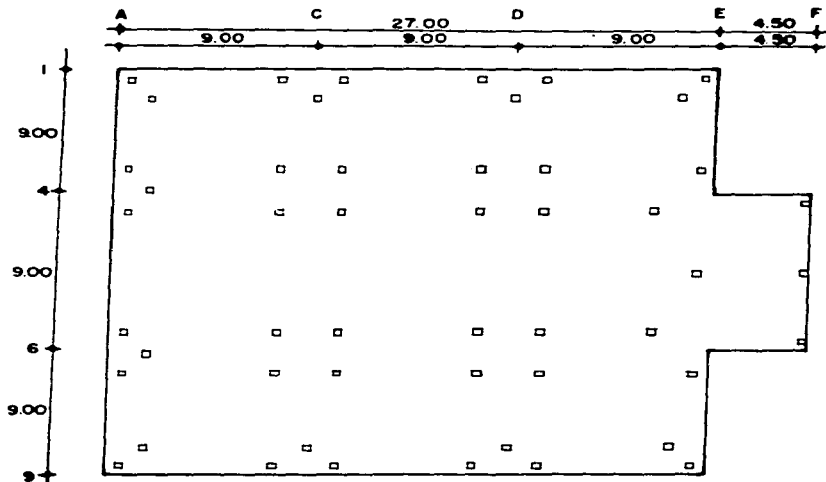


Figura 4.16

De no cumplirse la condición anterior será necesario aumentar el número de pilotes, o aumentar la longitud de los mismos, verificando que se cumplan las ecuaciones de N (número de pilotes que alcance un factor de dimensionamiento mínimo de 2) y F_{Dn} (factor de dimensionamiento en sismo).

$$50 < (27.00 + 31.5) / (2 \times 0.40)$$

$$50 < 73.13$$

Con estos resultados se verifica nuestra desigualdad y no será necesario disminuir el número de pilotes.

IV. 3. 2. 4. Estimación de los Asentamientos

El asentamiento a largo plazo δ en condiciones estáticas se evalúa como la suma de las deformaciones en cada uno de los estratos afectados por el grupo de pilotes, mediante la siguiente ecuación:

$$\delta = \sum m_{vi} \Delta \sigma_i h_i$$

donde:

m_{vi} : Módulo de deformación representativo del estrato y obtenido de ensayos de consolidación

$\Delta \sigma_i$: Incremento de esfuerzos medio en el estrato y

h_i : Espesor total del estrato y

La distribución $\Delta\sigma$, con la profundidad depende de los esfuerzos transmitidos por el conjunto de losa-pilotes, así como de las condiciones de hundimiento regional; en la figura (4.17) siguiente se presentan dos criterios simplificados del análisis, uno de ellos propuesto por Terzaghi y otro basado en la experiencia de cimentaciones de planta rectangular y distribución uniforme de pilotes en México (E. Tamez, comunicación personal). Estos criterios pueden utilizarse para estimar el asentamiento de cimentaciones respecto al área circundante por efecto de consolidación local del suelo bajo el peso de la construcción.

Los valores para n_{s1} y h_1 serán: 0.003 y 16.45m respectivamente. Para el cálculo de los asentamientos utilizaremos el criterio basado en la experiencia que se tiene en el valle de México, por lo que:

$$w_L = Wn / (b + L/2) \cdot (1 + L/2)$$

$$\Delta\sigma_1 = Wn / (b + L/2 + z'_1) \cdot (1 + L/2 + z'_1)$$

por lo tanto:

$$w_L = 1365 / (27.0 + 35/2) \times (31.5 + 35/2)$$

$$w_L = 0.63 \text{ ton/m}^2$$

para:

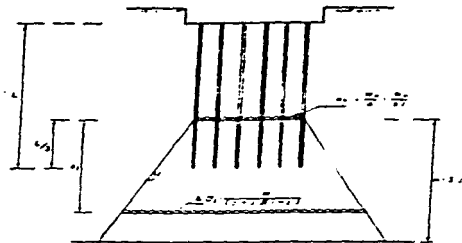
$$\Delta\sigma_1 = 1365.50 / (27.0 + 35/2 + 14.20) \times (31.5 + 35/2 + 14.20)$$

$$\Delta\sigma_1 = 0.37 \text{ ton/m}^2$$

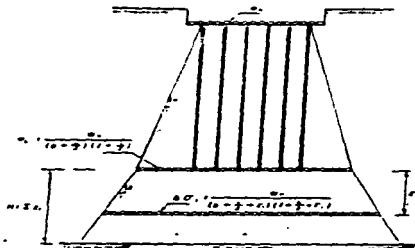
Sustituyendo ahora los valores en la fórmula de asentamientos, y considerando la suma total de estratos, tenemos:

$$\delta = 0.043 \times 0.37 \times 14.20 =$$

$$\delta = 0.23\text{m}$$



a) Criterio propuesto por Terzaghi



b) Experiencia en la ciudad de México
(Según E. Tamar)

- NOTAS
- b, f : base del área de cimentación
 - M : espesor de las columnas comprendidas para el cálculo de asentamiento
 - W : carga lateral
 - W_c : carga axial ($W_c = W - P_d A$)
 - A : área de cimentación
 - P_d : esfuerzo de compensación

Criterios simplificados para el análisis de asentamientos

El anterior análisis resulta muy somero, debido a la falta de información que se tiene, sin embargo, nos da un parámetro aceptable del asentamiento que pudiera tener el edificio en cuestión. Del resultado podemos decir que el asentamiento así no pone en riesgo la estructura del edificio, pero si se consideró que tal hecho resulta demasiado excesivo si se toma en consideración que la cimentación es a base de pilotes, esto debido a las siguientes causas:

- a) No se tomo en cuenta el fenómeno del hundimiento regional, al cual están sujetos todas las - - estructuras edificadas en el Valle de México
- b) No se consideró el fenómeno de la fricción negativa que se desarrolla a lo largo del fuste de los pilotes.
- c) El espesor del estrato compresible donde se sientan los pilotes es demasiado grande.

Los fenómenos anteriores no se consideraron, ya que su estudio representa un trabajo de investigación muy extenso, sobre todo para lo que respecta al de la fricción negativa, donde aún no se tiene unificado o generalizado un método que permita valuar este fenómeno.

Por lo que respecta al espesor del estrato compresible, este se puede reducir alargando la longitud de los pilotes y con ello reducir el asentamiento, sin embargo hay que tener en cuenta, que por lo general una cimentación con pilotes resulta costosa, y si alargamos más la longitud de los pilotes se encarecerá, todavía más, el costo del edificio.

Por lo anterior la segunda alternativa de cimentación quedará desechada y se sugerirá para la cimentación del edificio, una cimentación de tipo compensada. Este tipo de cimentaciones no resultan tan caras y dadas las condiciones del suelo la cimentación compensada resulta más viables; en cuanto al tiempo pueden ser un poco más tardado el proceso de su edificación en comparación con las cimentaciones sobre pilotes, pero esto se puede remediar haciendo un programa de construcción bien organizado.

CAPITULO V

CAPITULO V

DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN DEFINITIVA

Tercera Alternativa de Cimentación

V. 1. Diseño de Cimentación Compensada

El asentamiento de una losa en arcilla puede reducirse, aumentando su profundidad de desplante, incrementando así la cantidad de la excavación. Frecuentemente es posible compensar todo el peso de la estructura con el peso del suelo excavado. De esta manera, se han construido con mucho éxito estructuras sobre depósitos de arcilla muy blanda. A pesar de la completa compensación de la carga, es probable que ocurran pequeños asentamientos, debidos al bufamiento, y el subsecuente asentamiento de la arcilla durante la excavación y la recarga, o por el pequeño aumento en la compresibilidad, causado por la alteración de la estructura de la arcilla durante la excavación.

La predicción del asentamiento puede hacerse por procedimientos semejantes a los usados en la losa de cimentación. Si los asentamientos diferenciales resultan o van a ser demasiado grandes para la estructura, la situación rara vez puede mejorarse combinando el tamaño de las zapatas. Es necesario recurrir a una cimentación en las que las cargas estén compensadas por el peso del suelo excavado. De esta forma se pueden tener cimentaciones compensadas, sobrecompensadas y subcompensadas.

V. 1. 1. Cimentación.

Comparando la presión total transmitida por la estructura (W) y con el esfuerzo total al nivel de desplante (Pd) . se determinan las condiciones de trabajo de la cimentación; para una cimentación:

- a) - Parcialmente Compensada $w > Pd$
- b) - Compensada $w = Pd$
- c) - Sobrecompensada $w < Pd$

Con:

$$w = W_e / A \quad \text{y} \quad Pd = \gamma D_f$$

Donde

w = Esfuerzo transmitido al suelo

W_e = Carga permanente

A = Área efectiva de la cimentación

Pd = Esfuerzos al nivel de desplante de la cimentación

γ = Peso volumétrico representativo del suelo desde la superficie hasta D_f

D_f = Profundidad de desplante

V. 1.2. Excentricidad de Cargas

Se procurará que coincidan la resultante de las cargas que transmitirá la estructura y el centroide del área del cajón de cimentación, con una excentricidad mínima del 1% de la longitud del cajón en la dirección considerada; en caso contrario, existirá una sobre carga adicional por efecto de momento estático inducido (ver fig. 5.1), misma que se deberá considerarse en el cálculo de:

a) Capacidad de Carga

Existe una concentración adicional de esfuerzos en la orilla Δw_e la cual se valúa con la siguiente expresión:

$$\Delta w_e = (M_e / I) \times X \quad ; \quad M_e = W_F e$$

Donde

M_e : Momento estático

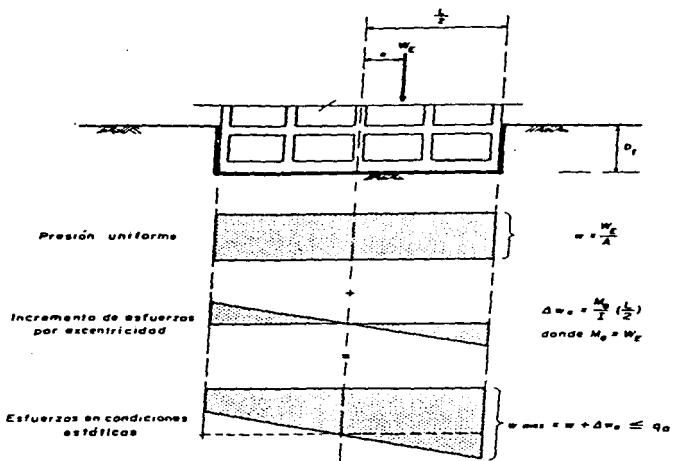
I : Momento de inercia del cajón en la dirección donde exista la excentricidad de cargas

X : Distancia del centroide del área de cimentación a la orilla considerada

e : Excentricidad de la resultante W_F respecto al centroide del área de cimentación

b) Asentamientos .

El incremento no uniforme de esfuerzos en la masa de suelo tenderá a inclinar la estructura conforme ocurra el proceso de consolidación .



NOTA

El significado de los literales se
encuentra en el texto.

Efecto de la excentricidad de cargas

Figura 5.1

Presión Neta.

La presión neta máxima transmitida localmente por la estructura (W_n) resulta:

$$W_n = w + \Delta w_e - Pd$$

V. 1. 3 Determinación de las Condiciones de Trabajo

Cimentación Compensada ($w = Pd$)

$$w = 3132.06 / 776070 = 4.03 \text{ ton/m}^2$$

$$w = 4.03 \text{ ton/m}^2$$

para Pd:

$$Pd = (1.33 \text{ ton/m}^3) (3.00 \text{ m}) = 3.99 \text{ ton/m}^2$$

$$Pd = 3.99 \text{ ton/m}^2$$

V. 1. 3. 1 Cálculo de Asentamientos

La profundidad de desplante se hace a 3.00 m debido a las condiciones del suelo y esta profundidad corresponde a los 2.80 m marcados en el proyecto original. El procedimiento que se utilizará para valuar los asentamientos será el mismo que el de la primera alternativa de cimentación.

Para el cálculo de los esfuerzos al centro de el área del cajón de cimentación, distribuiremos dicha área de modo que podamos utilizar la teoría de Skempton (que sólo se puede utilizar para áreas rectangulares). Esta distribución se puede observar en la figura 4 . 13 .

Distribución de esfuerzos para σ_1

prof. z	Coord. x	Coord. y	Factor m	Factor n	F. Influencia wo	Sobrecarga w	Esf. Parcial ep	Esf. Total $\sigma_1 = ep * 4$
0.0	13.5	13.5	α	α	00.25	-	-	-
1.4	13.5	13.5	9.64	9.64	0.249	-	-	-
2.5	13.5	13.5	5.40	5.40	0.245	-	-	-
2.8	13.5	13.5	4.81	4.81	0.242	0.26	0.063	0.252
7.0	13.5	13.5	1.93	1.93	0.231	0.26	0.060	0.240
12.5	13.5	13.5	1.08	1.08	0.179	0.26	0.047	0.188
16.5	13.5	13.5	0.82	0.82	0.151	0.26	0.039	0.156
21.0	13.5	13.5	0.64	0.64	0.115	0.26	0.030	0.120
26.0	13.5	13.5	0.52	0.52	0.089	0.26	0.023	0.092
32.0	13.5	13.5	0.42	0.42	0.063	0.26	0.016	0.064
38.5	13.5	13.5	0.35	0.35	0.047	0.26	0.012	0.048
40.5	13.5	13.5	0.33	0.33	0.042	0.26	0.011	0.044
45.0	13.5	13.5	0.30	0.36	0.039	0.26	0.010	0.040
48.5	13.5	13.5	0.28	0.28	0.033	0.26	0.009	0.036
51.5	13.5	13.5	0.26	0.26	0.027	0.26	0.007	0.028

Distribución de esfuerzos para σ_{II}

prof. z	Coord. x	Coord. y	Factor m	Factor n	F. Influencia wo	Sobrecarga w	Esf. Parcial ep	Esf. Total $\sigma_{II} = ep * 2$
0.0	18.0	5.30	α	α	0.25	-	-	-
1.4	18.0	5.30	12.86	3.79	0.246	-	-	-
2.5	18.0	5.30	7.20	2.12	0.241	-	-	-
2.8	18.0	5.30	6.43	1.89	0.240	0.26	0.062	0.124
7.0	18.0	5.30	2.57	0.76	0.177	0.26	0.046	0.092
12.5	18.0	5.30	1.44	0.42	0.112	0.26	0.029	0.058
16.5	18.0	5.30	1.09	0.32	0.082	0.26	0.021	0.042
21.0	18.0	5.30	0.86	0.25	0.061	0.26	0.016	0.032
26.0	18.0	5.30	0.69	0.20	0.047	0.26	0.012	0.024
32.0	18.0	5.30	0.56	0.17	0.034	0.26	0.009	0.018
38.5	18.0	5.30	0.48	0.14	0.025	0.26	0.007	0.014
40.5	18.0	5.30	0.44	0.13	0.022	0.26	0.006	0.012
45.0	18.0	5.30	0.40	0.12	0.019	0.26	0.005	0.010
48.5	18.0	5.30	0.37	0.11	0.017	0.26	0.004	0.008
51.5	18.0	5.30	0.35	0.10	0.015	0.26	0.004	0.008

Distribución de Esfuerzos para σ III

prof. z	Coord. x	Coord. y	Factor m	Factor n	F. Influencia wo	Sobrecarga w	Esf. Parcial σ_p	Esf. Total $\sigma_t = \sigma_p * 2$
0.0	13.50	5.30	α	α	0.25	-	-	-
1.4	13.50	5.30	9.64	3.79	0.245	-	-	-
2.5	13.50	5.30	5.40	2.12	0.241	-	-	-
2.8	13.5	5.30	4.81	1.89	0.240	0.26	0.062	0.12
7.0	13.50	5.30	1.93	0.76	0.175	0.26	0.046	0.091
12.5	13.50	5.30	1.08	0.42	0.111	0.26	0.029	0.058
16.5	13.50	5.30	0.82	0.32	0.080	0.26	0.021	0.042
21.0	13.50	5.30	0.64	0.25	0.055	0.26	0.014	0.029
26.0	13.50	5.30	0.52	0.20	0.040	0.26	0.010	0.020
32.0	13.50	5.30	0.42	0.17	0.029	0.26	0.008	0.016
38.5	13.50	5.30	0.35	0.14	0.021	0.26	0.005	0.010
40.5	13.50	5.30	0.33	0.13	0.018	0.26	0.005	0.010
45.0	13.50	5.30	0.30	0.12	0.014	0.26	0.004	0.008
48.5	13.50	5.30	0.28	0.11	0.012	0.26	0.003	0.006
51.5	13.50	5.30	0.26	0.10	0.011	0.26	0.003	0.006

Se utilizaran los mismos resultados de los esfuerzos iniciales, que se calcularon en el análisis de la primera alternativa de cimentación.

Esfuerzos Iniciales ($P_0 = 2$ ton)

$$\begin{aligned}
 P_0 &= 0 \\
 P_{1.4} &= (1.1 * 1.3) - (1.33 * 0.3) &= 1.83 \\
 P_{2.5} &= 1.83 + (0.33 * 1.1) &= 2.19 \\
 P_{7.0} &= 2.19 + (0.33 * 0.90) - (0.4 * 0.6) - (0.2 * 3.0) &= 3.36 \\
 P_{12.5} &= 3.36 + (0.2 * 2.8) - (0.4 * 0.3) + (0.2 * 2.4) &= 4.52 \\
 P_{16.5} &= 4.52 + (0.2 * 4.0) &= 5.32 \\
 P_{21.0} &= 6.22 + (0.2 * 4.5) &= 6.22 \\
 P_{26.0} &= 6.22 + (0.2 * 2) - (0.4 * 0.5) + (0.2 * 2.5) &= 7.32 \\
 P_{32.0} &= 7.32 + (0.2 * 2.5) + (0.4 * 0.7) + (0.2 * 0.8) &= 8.66 \\
 P_{38.5} &= 8.66 + (0.2 * 3.0) + (0.4 * 2.0) - (0.2 * 1.5) &= 10.36 \\
 P_{40.5} &= 10.36 + (0.2 * 1.0) - (0.4 * 0.5) - (0.2 * 0.5) &= 10.86 \\
 P_{45.0} &= 10.86 + (0.2 * 1.0) - (0.4 * 1.3) + (0.2 * 2.7) &= 12.12 \\
 P_{48.5} &= 12.12 + (0.2 * 3.0) &= 12.72 \\
 P_{51.5} &= 12.72 + (0.2 * 3.0) &= 13.32 \\
 P_{53.0} &= 13.32 + (0.2 * 1.5) &= 13.62
 \end{aligned}$$

Calculando los Esfuerzos Totales

$$\sigma_{\text{Total}} = \sigma_I + \sigma_{II} - \sigma_{III}$$

PROF. Z	ESFUERZO σ_I	ESFUERZO σ_{II}	ESFUERZO σ_{III}	ESFUERZO Total ton/m ²	ESFUERZO Total kg/cm ²
0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.80	0.252	0.124	0.124	0.252	0.025
7.00	0.240	0.092	0.091	0.241	0.024
12.50	0.188	0.058	0.058	0.188	0.019
16.50	0.156	0.042	0.042	0.1156	0.016
21.00	0.120	0.032	0.029	0.123	0.012
26.00	0.092	0.024	0.020	0.096	0.010
32.00	0.064	0.018	0.016	0.066	0.007
38.50	0.048	0.014	0.010	0.052	0.005
40.50	0.044	0.012	0.010	0.046	0.005
45.50	0.040	0.010	0.008	0.042	0.004
48.50	0.036	0.008	0.006	0.038	0.004
51.0	0.028	0.008	0.006	0.030	0.003

Los datos del asentamiento total calculado se muestran en la tabla siguiente.

TABLA 5.1

CALCULO DEL ASENTAMIENTO TOTAL DE LA ESTRUCTURA

TERCERA ALTERNATIVA DE CIMENTACION

PROF (Z)	ESPORSOR DEL ESTRATO (H)	PRESION INICIAL (Po)	RELACION DE VACIO INC. (eo)	INCREMENTO DE ESFUERZOS (ot)	PRESION TOTAL (Pi)	RELACION DE VACIOS FIN (ei)	INCREMENTO DE VACIOS (Δr)	ASENTAMIENTOS (δp)
0-1.4	1.4	-	-	-	-	-	-	-
1.4-1.6	0.2	0.19	-	-	-	-	-	-
1.6-3.5	1.9	0.22	3.49	0.025	0.25	3.47	0.02	0.008
4-9.8	5.8	0.34	6.62	0.024	0.36	3.61	0.01	0.008
10-14.50	4.40	0.45	8.00	0.019	0.47	7.92	0.02	0.010
14.50-18.80	4.30	0.53	7.60	0.016	0.55	7.50	0.10	0.050
18.80-23.00	4.20	0.62	6.60	0.012	0.63	6.58	0.02	0.011
23.5-28.50	5.00	0.73	6.37	0.010	0.74	6.33	0.04	0.027
29.2-35.0	5.80	0.87	-	-	-	-	-	-

$$\sigma \text{ TOTAL} = 0.114 \text{ m}$$

El cálculo realizado, arroja un valor del asentamiento, el cual no pone en riesgo la seguridad del edificio; sin embargo cabe mencionar que al igual que en el análisis del asentamiento de la primera alternativa, no fué posible evaluar dicho asentamiento a una profundidad mayor, dada la falta de información con la que se contaba. Por otra parte, se considera este un asentamiento aceptable y se reafirma la sugerencia de diseñar y edificar una cimentación compensada.

Excentricidad de Cargas

Se calculó el centroide del área del cajón (ver figura.5.2), obteniendo las siguientes coordenadas:

$$X = 14.47 \text{ m}; Y = 13.50 \text{ m}$$

El centroide que resultó debido a la carga transmitida por la estructura, fue con las siguientes coordenadas:

$$X = 14.33 \text{ m y } Y = 13.13 \text{ m}$$

Por lo que si confrontamos los centroides obtenidos tenemos que en el sentido de las coordenadas (X), tenemos una diferencia des distancia del 1% del centroide del área de la cimentación al centroide que resulto del análisis estructural ; por lo que en este sentido podemos manejarlo como si hubieran coincidido las coordenadas; sin embargo, en el eje de las abscisas(Y) tenemos una diferencia cercana al 3% teniendo entonces una excentricidad en este sentido, por lo que será necesario calcular la dicha excentricidad.

a) Capacidad de Carga

$$M_c = (3132.06) (0.37) =$$

$$M_c \text{ 1158.86 ton/m}$$

$$I_y = (b^3 h) / 12 = (31.50^3 \times 27) / 12 =$$

$$I_y = 70325.72$$

CENTROIDE DEL AREA DEL CAJON

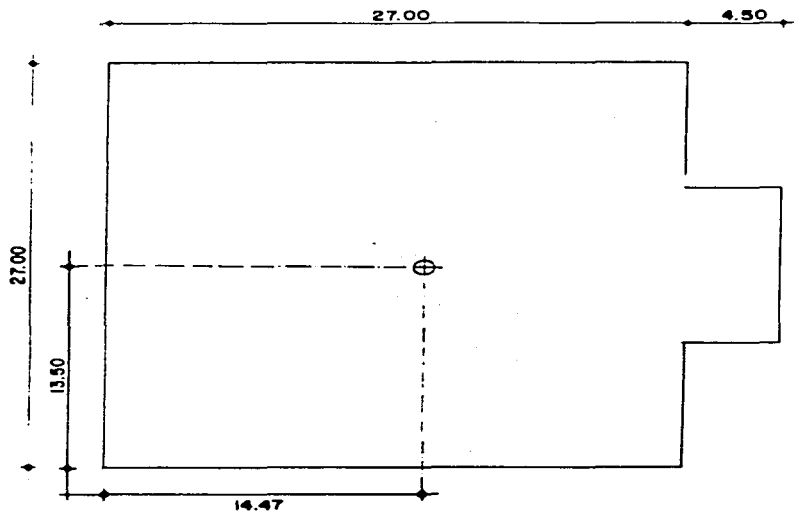


Figura 6.2

para :

$X = 13.50$ por lo tanto:

$$\Delta w_e = ((1158.86 \times 13.50) / 70325.72) =$$

$$\Delta w_e = 0.22 \text{ ton}$$

Cálculo de la Presión Neta

la presión neta transmitida localmente por la estructura W_n resulta:

$$W_n = 4.03 + 0.22 = 3.99$$

$$W_n = 0.26 \text{ ton/m}^2$$

V.2. Condiciones Estáticas .

En cimentaciones compensadas deberá verificarse que la presión neta transmitida (W_n) sea menor que la capacidad de carga admisible (q_a)

$$W_n \leq q_a$$

donde q_a se obtiene dividiendo la capacidad de carga última (q_u) entre un factor de dimensionamiento F_{De} mínimo de 3; q_u se determina con las siguientes expresiones

$$q_u = c N_c$$

donde:

$$N_{ca} = 5.14 (1 + 0.25 (Df / B) + 0.25 (B / L))$$

para: $Df / B \leq 2$ y $B / L \leq 1$

Donde:

- c: Parámetro de cohesión en condiciones no drenadas
- N_{ca} : Factor de capacidad de carga propuesto por Skerptom
- Df: Profundidad de desplante
- B,L: Ancho y largo del cajón de cimentación, respectivamente

En el caso de que Df / B y B / L no cumplan las desigualdades anteriores, se considerarán iguales a 2 y 1 respectivamente.

La resistencia c corresponde a los depósitos localizados en un espesor igual a una vez el ancho B , mediado a partir de la profundidad de desplante, o por debajo de la costra superficial en su caso.

Cálculo de la Capacidad de Carga Admisible (q_a)

Para:

$$Df / B = 3.00 / 27.00 = 0.11 < 2$$

y

$$B / L = 27.00 / 31.50 = 0.86 < 1$$

Con lo anterior, podemos ver que se cumplen las dos desigualdades sin ningún problema, calculando ahora el valor de N_{ca} .

$$N_{ca} = 5.14 (1 + 0.25 (3.00 / 27.00) + 0.25 (27.00 / 27.00)) =$$

$$N_{ca} = 5.14 (1 + 0.028 + 0.25) =$$

$$N_{ca} = 6.57$$

Por lo tanto:

$$q_u = c N_{ca} = (0.3 \text{ ton/m}^2) (6.57) =$$

$$q_u = 1.97$$

entonces para:

$$q_a = 1.97 / 3 = 0.657$$

$$q_a = 0.66 \text{ ton/m}^2$$

Por lo que:

$$0.26 < 0.66$$

Con esto verificamos que la presión neta transmitida w_n sea menor a la capacidad de carga admisible q_a , cumpliéndose nuestra condición estática.

$$w_n < q_a$$

V.3. Análisis Sísmico

El análisis sísmico se efectuó utilizando el método estático contenido en las normas complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (también se efectuó el análisis sísmico dinámico para efectos verifcatorios).

Las fuerzas sísmicas de inercia se obtuvieron utilizando la siguiente expresión:

$$F_i = \frac{c \cdot W_t}{Q} \cdot \frac{W_i \times H_i}{\sum (W_i \times H_i)}$$

donde:

F_i : Fuerza sísmica de inercia por nivel

c : Coeficiente sísmico

W_t : Peso total del inmueble

W_i : Peso del nivel en cuestión

H_i : Altura desde el nivel de desplante has el nivel de referencia

Q : Factor de comportamiento sísmico

El coeficiente sísmico está en función el tipo de estructuración, tipo de terreno en que se desplanta la construcción, zona sísmica y destino del uso del inmueble para nuestro caso $c = 0.60$, ya que se trata de un inmueble del grupo "A" y está ubicado en un terreno de alta compresibilidad.

Obtendidas las fuerzas sísmicas por nivel, se calcularon las fuerzas cortantes y se distribuyeron en forma proporcional a las rigideces de cada marco tomando en cuenta los efectos de torsión tal y como están contemplados en el reglamento de construcciones.

La obtención de los elementos mecánicos (fuerzas cortantes, cargas axiales y momentos) y las deformaciones del edificio se hacen con un programa que lo divide en subestructuras (Marcos Planos), cuya integración se realiza considerando el sistema de piso como diafragmas rígidos, en donde sólo intervienen tres grados de libertad (dos traslaciones y una rotación).

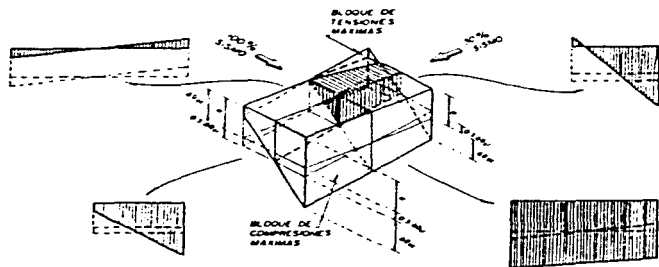
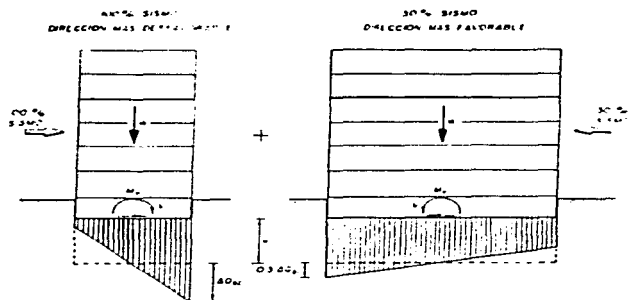
Así mismo, se verificó que las deformaciones por nivel no excedan de 0.006 de la altura del entre piso correspondiente .

Los resultados correspondientes al análisis de la superestructura no son presentados en este trabajo por ser un tanto extensos, sólo se presentará un breve cálculo de las fuerzas que se producen en cada nivel y así obtener el momento de volteo que se genera en el edificio afectando éste a la cimentación.

El análisis y diseño de los diferentes componentes estructurales: trabes, losas, columnas, contratrabes, muros de contención, armaduras y largueros, se efectuó utilizando las normas establecidas, en el Reglamento de Construcciones vigente de la Ciudad de México.

V. 3. 1. Condiciones Sísmicas

Solicitaciones.- Para el diseño se considera la carga estática combinada con el sismo actuando con un 100% de intensidad en la dirección más desfavorable y de un 30% en la más favorable, sin factores de carga, condición que se muestra esquemáticamente en la fig 5.3.



Solicitaciones en condición sísmica

Figura 5.3

Esfuerzos Inducidos por Sismo

El incremento de esfuerzos en condición sísmica Δq_s se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\Delta q_s = M_v (X_i/I_x + 0.3 (Y_i/I_y))$$

Donde

M_v = Momento de volteo

I_x, I_y = Momentos de inercia del cajón en las direcciones larga y corta

X_i, Y_i = Distancia a la esquina en revisión, medida respecto al centroide de la cimentación en las direcciones corta y larga respectivamente

Por el momento de volteo, se valorarán las fuerzas horizontales que actúan en cada nivel del edificio, para confrontar la suma total de dichas fuerzas contra el valor que resulta de resolver la ecuación general del cortante sísmico.

$$\Sigma F = V_1$$

$$V_1 = (c/Q) \times \Sigma W$$

Donde

V_1 = Cortante Sísmico

c = Coeficiente de diseño sísmico

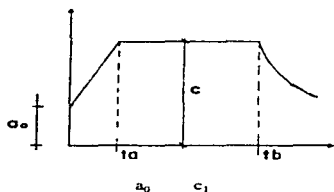
Q = Factor de comportamiento sísmico

ΣW = Suma total de cargas hasta la planta baja

ΣF = Suma total de fuerzas que actúan en el edificio

El coeficiente c se obtiene del artículo 35 del Reglamento, tomándose $c = 0.4$ para las estructuras del grupo B y $C = 0.6$ para las estructuras del grupo A

Esfuerzo Sísmico para la Zona III



a_0	c_1
0.10	0.4
x 1.5	x 1.5
0.15	0.6

Estructuras del grupo B

(Estructuras importantes como escuelas
multiplicar por 1.5)

TABLA
VALORES DE T_a , T_b y r

ZONA	T_a	T_b	r
I	0.2	0.6	1/4
II	0.3	1.5	2/3
III	0.6	3.9	1

Para el factor de comportamiento sísmico Q se tomará un valor de 4, por tratarse de una estructura donde la resistencia de todos sus entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos de concreto reforzado cumpliendo con los requisitos que fijan las normas complementarias correspondientes para marcos y muros dúctiles. Por lo que:

$$c/Q = 0.6/4 = 0.15 = a_0$$

Calculando el valor del cortante sísmico por la fórmula general:

$$V_1 = 0.15 \times \Sigma w$$

$$= 0.15 \times 1913.55 = 287.03 \text{ ton}$$

$$V_1 = 287.03 \text{ ton}$$

Calculando el valor de las fuerzas horizontales en cada nivel:

$$a_3 = c/Q \times H_i \times \Sigma H_i / (\Sigma H_i \times H_i)$$

donde:

ΣH_i : Altura total desde la PB hasta el nivel 3 azotea

ΣW_i : Suma total de cargas hasta la PB

Calculo de las a que se Originan en cada Nivel

Para a_0 se tiene un valor de 0.15. sustituyendo los valores en a_3 , tenemos:

$$a_3 = 0.15 \times 10.60 \times (1913.55/13639.54)$$

$$a_3 = 0.2231$$

y por triángulos semejantes se determinará:

$$a_2 = 0.1494$$

$$a_1 = 0.0747$$

por lo tanto las fuerzas que se producen en cada nivel son:

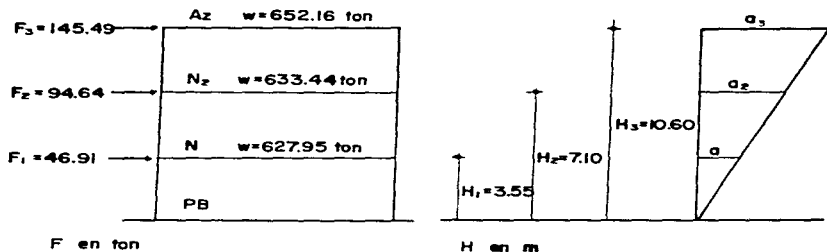
$$F_3 = w_3 \quad a_3 = 652.16 \times 0.2231 = 145.497 \text{ ton}$$

$$F_2 = w_2 \quad a_2 = 633.44 \times 0.1494 = 94.636 \text{ ton}$$

$$F_1 = w_1 \quad a_1 = 627.95 \times 0.0747 = 46.908 \text{ ton}$$

$$\Sigma F = 287.041 \text{ ton}$$

Figura 5.4



esto resulta que :

$$\Sigma F = V_1$$

$$287.04 \text{ ton} = 287.03 \text{ ton}$$

Con el resultado de las fuerzas que se desarrollan en cada nivel calcularemos el momento de volteo.

$$Mv = F_3 H_3 + F_2 H_2 + F_1 H_1$$

$$Mv = (145.497 \times 13.40) + (94.636 \times 9.90) + (469.08 \times 6.35)$$

$$Mv = 3184.43 \text{ ton m}$$

Sustituyendo valores para calcular los esfuerzos inducidos por sismo (Δq_s), y tomando en cuenta que tenemos una excentricidad de cargas; el momento de volteo incluirá el momento de volteo correspondiente a las condiciones estáticas (M_e), por lo tanto:

$$M_v = 3184.43 + M_e = 3184.43 + 0.22 =$$

$$M_v = 3184.65 \text{ ton m}$$

por lo que Δq_s es igual:

$$\Delta q_s = 3184.65 [(11.53/44733.38) + 0.3 (12.50/44367.25)]$$

$$= 3184.65 (0.00026 + 0.00008)$$

$$\Delta q_s = 1.079$$

Esfuerzo Limite en la Orilla

La estabilidad en condición sísmica se efectúa revisando que el esfuerzo en la esquina sometido a la compresión máxima (fig. 4.22), sea menor que el esfuerzo límite q_l . Calculado con la siguiente expresión:

$$w_n + \Delta q_s < q_l$$

$$q_l = 2 c_o \times N_{\sigma d} + K_o \times N_{\sigma d} \times \sigma_{\sigma d}$$

para:

$$c_o = \frac{1}{2} C_d$$

y

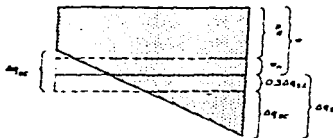
$$N_{\sigma d} = \tan^2 (45 + \phi_d/2)$$

$$c_o = 0.45$$

$$N_{\sigma d} = 1.01$$

y para el valor K_o tomaremos el valor más desfavorable de la siguiente tabla.

a) Orilla con compresión máxima

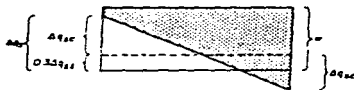


Condición de estabilidad:

$$w_n + \Delta q_2 < q_2$$

- F_s Esfuerzos totales a nivel de desahate
- w Presión total transmitida por la estructura
- w_n Presión neta no compensada
- q_2 Esfuerzo límite en la orilla

b) Orilla con descarga máxima



Para evitar tensiones:

$$\Delta q_2 \leq w$$

- Δq_{2L} Incremento sísmico en dirección larga
- Δq_{2C} Incremento sísmico en dirección corta
- Δq_2 Incremento sísmico total de análisis

Fig 13 Diagramas de esfuerzos en las orillas más esforzadas en condición sísmica

TABLA 5.2
INTERVALOS USUALES DE COEFICIENTES
DE EMPUJE DE TIERRAS

Suelos Granulares	Suelos Cohesivos	Estado
3 - 14	1 - 2	Pasivo (Kp)
0.4 - 0.6	0.4 - 0.8	Reposo (Ko)
0.33 - 0.00	1 - 0.5	Activo (Ka)

Para el coeficiente K_0 tenemos un valor de 0.8, con ello sustituimos los valores en la ecuación del esfuerzo límite (q_l).

$$q_l = 2 (0.45) (1.01) + 0.8 (1.01) (0.43) =$$

$$q_l = 1.41$$

Siendo:

$$w_s + \Delta q_s < q_l$$

tenemos:

$$0.26 + 1.079 < 1.41$$

$$1.34 < 1.41$$

cumpliendo con nuestra desigualdad garantizamos nuestra condición de Estabilidad Sísmica.

Tensiones Inducidas por Sismo

Deberá verificarse que la esquina con mayor descarga no se presenten tensiones, es decir, que el incremento sísmico sea menor que la presión total estática fig. 5.5.

$$\Delta q_s \leq w - \Delta w_e$$

$$1.34 \leq 3.99 - 0.22$$

$$1.34 \leq 3.77$$

Habiendo cumplido con la desigualdad anterior no será necesario modificar las dimensiones o el desplante de nuestra cimentación, por lo que por ésta resulta segura para las instalaciones del edificio y los usuarios del mismo.

Cortante Inducido por Sismo

La fuerza constante sísmica V deberá ser soportada por la fricción en el área de contacto de la losa de fondo Rf_1 y en los muros del cajón Rf_2 , según la siguiente ecuación:

$$V \leq (Rf_1 + Rf_2) / F_d$$

para:

$$Rf_1 = 776.70 \text{ m}^2 \times 2.00 \text{ ton/m}^2 = 1553.40 \text{ ton}$$

$$Rf_2 = ((3.00 \times 27.00) + (3.00 \times 4.5 \times 2)) \times 2 \text{ ton/m}^2 = 216.00$$

para F_{Dv} tomamos un valor mínimo de 1.5, con estos valores verificamos la desigualdad anterior:

$$287.03 \leq (1553.40 + 216.00) / 1.5$$

$$287.03 < 1179.60$$

una vez más, cumplimos con la desigualdad y por último calcularemos la distorsión angular que puede sufrir la cimentación.

Distorsión Angular

La distorsión angular $\theta_{e \max}$ que se induce durante un sismo debe de mantenerse dentro de los límites en los que no afecte a las colindancias o que no genere sensación de inseguridad a los ocupantes de la estructura; la expresión que utilizamos para valuar la distorsión angular es la siguiente:

$$\theta_{e \max} = (3 / \pi) (Mv / (0.5B)^2 L E)$$

donde:

E: Módulo de rigidez representativo del suelo de cimentación en condiciones dinámicas

Las demás literales ya han sido descritas anteriormente.

El módulo de rigidez E, se determina mediante pruebas dinámicas de campo o de laboratorio. A falta de tales determinaciones se tomará el valor que resulta de la siguiente expresión:

$$E \approx 2 (H / T_1)^2$$

donde E está en ton / m^2 , T_0 es el período dominante más largo del terreno, en segundos, en el sitio desde se halle la estructura y se obtendrá de la figura 5.6; y H es la profundidad, en metros, de los depósitos firmes en dicho sitio, y se determinará a partir de estudios locales de mecánica de suelos o, si estos son insuficientes para determinarla, se tomará de la figura 5.7. Por lo tanto, tomaremos los valores de las figuras antes mencionadas:

$$E = 2 (50.00 / 4.0)^2 = 312.5 \text{ m/s}$$

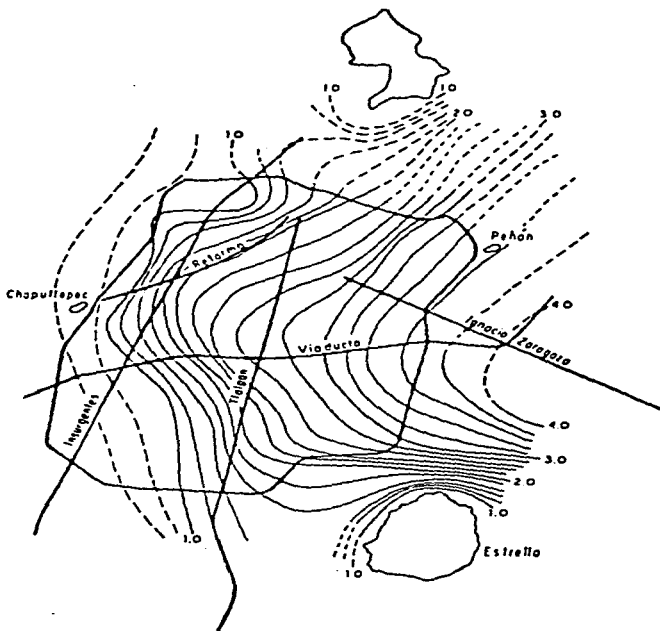
Sustituyendo este valor en la ecuación de la distorsión máxima tenemos:

$$\theta_{e \text{ max}} = 0.955 \times (3184.75 / ((0.5 \times 27.0)^2 \times 31.5 \times 312.5) =$$

$$\theta_{e \text{ max}} = 0.002$$

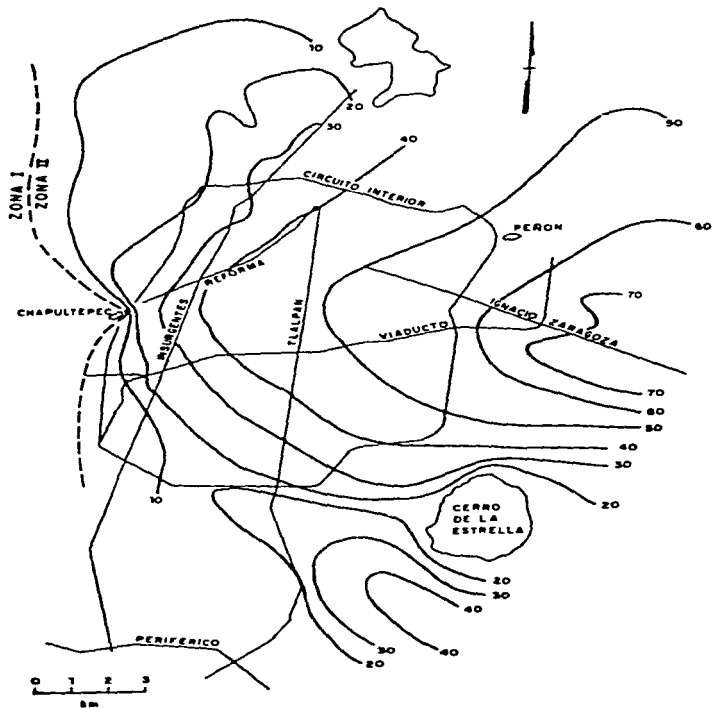
Con esto último terminamos de revisar la estructura, garantizando la seguridad de la misma, ya que los valores obtenidos tanto de los asentamientos como el de las condiciones sísmicas han quedado dentro de los rangos permisibles por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

En el siguiente capítulo se considera el análisis de los elementos estructurales que conforman el cajón de cimentación, éste en base a los resultados obtenidos anteriormente.



VALORES DE T_s EN SEGUNDOS

Figura 5.6



VALORES H EN METROS

Figura 5.7

CAPITULO VI

CAPITULO VI

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN DEFINITIVA

VI. 1. Análisis de la Estructura

El análisis estructural, es decir, la determinación de las fuerzas internas en los elementos de la estructura, implica el conocimiento de las acciones que actúan sobre la misma y de las dimensiones de dichos elementos. Estos datos son imprecisos cuando se inicia el diseño, debido a que sólo se conoce en forma aproximada las dimensiones que tendrán los elementos.

El propósito fundamental del análisis es valuar las acciones interiores en distintas partes de la estructura, para ello es necesario, salvo en estructuras o elementos isostáticos, conocer o suponer las reacciones entre los esfuerzos y las deformaciones que experimentan dichos elementos; y con ello poder diseñar los elementos que comprenden toda la estructura.

El método que se utilizará para determinar los valores de las fuerzas internas, que se desarrollan en los elementos estructurales del cajón de cimentación, es el método de la viga flotante, el cual ayudará a simplificar los cálculos. Este método consiste en suponer una viga sin apoyos y contrarrestando la carga aplicada con una carga uniformemente repartida por metro; después se obtiene el valor de momento máximo, calculándose con el método de áreas. Estos resultados son los que se utilizarán para el diseño de los elementos estructurales del cajón de cimentación.

Cabe señalar, que para facilitar los cálculos se obtienen los valores antes mencionados de una planta idealizada con una área regular pero semejante a la planta real, también las cargas se distribuyen de una manera simétrica sin reducir o aumentar el número de columnas. La carga tampoco difiere mucho de la original. Ver figura 6.1.b.

Por lo anterior sólo se diseñan dos de los elementos, las contratraves eje E y eje 6, las cuales están situadas en las direcciones corta y larga, respectivamente; con esto se generaliza para toda la estructura, ya que estas, tiene las mismas características y están sujetas a las mismas cargas

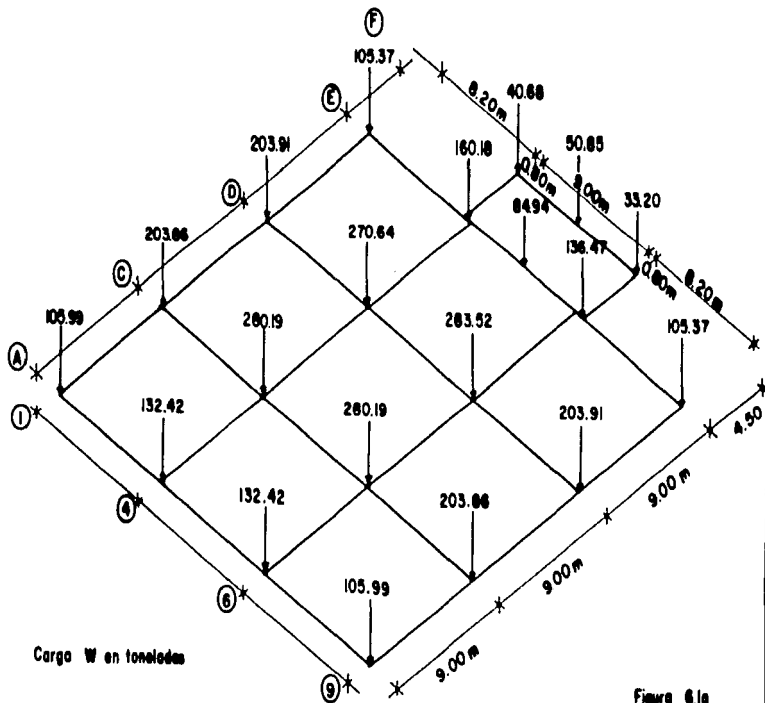
VI. 1.1. Obtención de la Fuerzas Internas

La obtención de las fuerzas internas se realizará mediante el método de la viga flotante, mostrando la fuerzas internas que actúan en la viga. Ver la figura 6.2.

VI.2. Diseño de la Contratrabe Eje E

El diseño consiste en determinar las dimensiones y características de los elementos de una estructura para que ésta cumpla una cierta función con un grado de seguridad razonable, comportándose además satisfactoriamente una vez en condiciones de servicio. Debido a estos requisitos es preciso conocer las relaciones que existen entre las características de los elementos de una estructura (dimensiones, refuerzos, etc), las solicitaciones que debe de soportar y los efectos que dichas solicitaciones producen en la estructura.

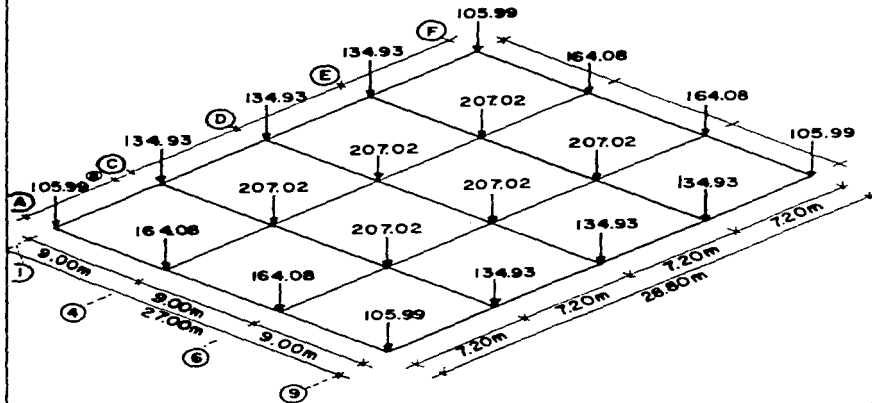
PLANTA REAL DE LA CIMENTACION



Carga W en toneladas

Figura 6.1a

PLANTA IDEALIZADA DE LA CIMENTACION

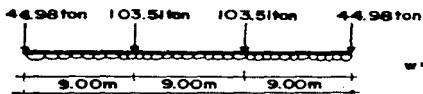


Area = 777.60m²
 W_{Total} = 3131.98 ton
 N° de Columnas = 20

Area Real = 776.70m²
 W_{Total Real} = 3131.96 ton
 N° de Columnas = 20

Figura 6.1b

Análisis de la Contrarabe Eje E

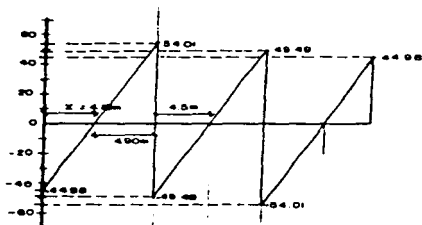


$$w = P/L$$

$$w = 296.98/27 =$$

$$w = 11 \text{ ton/m}$$

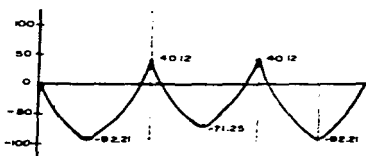
$$w = 10.99 \text{ ton/m} \approx 11 \text{ ton/m}$$



$$x = P/w$$

$$x = 45 \text{ ton}/11 \text{ ton/m} =$$

$$x = 4.09 \text{ m} \approx 4.10 \text{ m}$$



$$A_1 (-) = (4.10 \times 44.98) / 2 = 92.21$$

$$A_2 (+) = (4.90 \times 54.01) / 2 = 132.33$$

$$A_3 (-) = (4.5 \times 49.49) / 2 = 111.37$$

$$A_4 (+) = (4.5 \times 49.49) / 2 = 111.37$$

$$A_5 (-) = (4.90 \times 54.01) / 2 = 132.33$$

$$A_6 (+) = (4.10 \times 44.98) / 2 = 92.21$$

$$M_{\text{max}} = -92.1 \text{ ton m}$$

Figura 6.2

En los procedimientos de diseño, el dimensionamiento de se lleva acabo a partir de las acciones interiores, calculadas mediante un análisis de la estructura, basa en esfuerzos de trabajo, consistente en determinar los esfuerzos correspondientes a acciones interiores obtenidas de un análisis elástico de la estructura, bajo supuestas acciones de servicio. Estos esfuerzos se comparan con esfuerzos permisibles, especificados como una fracción de las resistencias del concreto y del acero. Se supone que así se logra a la par, un comportamiento satisfactorio en condiciones de servicio y un margen razonable de seguridad.

El procedimiento más comúnmente utilizado en la actualidad es el denominado método plástico, de resistencia o de resistencia última, según el cual los elementos o secciones se dimensionan para que tengan una resistencia determinada. Este es el método que se utilizará para verificar el diseño de los elementos estructurales del cajón de cimentación del edificio **Tecnológico Aragón**.

VI. 2. 1. Cálculo del Diseño de la Contratrabe Eje E

Datos:

$$M_{max (+)} = 92.21 \text{ ton m}$$

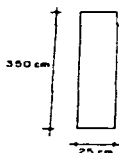
$$M_{(-)} = 40.12 \text{ ton m}$$

$$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$TMA = 3/4''$$

Sección Rectangular



Cálculo de las Constantes

$$f_c^* = 0.80 f_c = 0.80 \times 250 = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c^* = 0.85 f_c^* ; \text{ Si } f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2 \text{ ó } 1.05 - f_c^*/1250, \text{ Si } f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$$

por lo tanto:

$$f_c^* = 0.85 f_c^* = 0.85 \times 200 = 170 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del Acero (As)

Se utilizará para este paso la fórmula de diseño que maneja el Reglamento de Construcciones para el D. F. (Fórmula de Diseño Ultimo).

$$M_u = \Phi p f_y (1 - p m/2) b d^2$$

Donde:

Mu: Momento último

Φ : Factor de reducción igual a 0.9

p : Cuantía de acero

fy : Módulo de elasticidad del acero

b : Ancho de la sección

d : Peralte efectivo

para

$$Mu = 1.4 M_{max} = 1.4 \times 92.21 = 129.04 \text{ ton m}$$

$$p = 0.18 f_c / f_y = 0.18 \cdot 250 / 4200 = 0.01$$

para p se debe satisfacer la siguiente condición:

$$P_{min} \leq p \leq P_{max}$$

$$P_{min} = 0.7 \times f_c^{1/2} / 4200 = 0.002$$

$$P_{max} = 0.75 p_{bal} = 0.75 \times (0.85 \times (f_c / 4200) \times (6000 / (6000 + f_y)))$$

$$P_{max} = 0.75 (0.85 \times (250 / 4200) \times (6000 / 10200)) = 0.0223$$

por lo que p cumple. Y para m

$$m = f_y / 0.85 f_c = 4200 / (0.85 \times 250) = 19.76$$

Sustituyendo los valores en la ecuación de diseño, se tiene:

$$M_u = 0.9 \times 0.0026 \times 4200 \times (1 - (0.0026 \times 19.76 / 2)) \times 25 \times 345^2$$

$$M_u = 28493211.26 \text{ kg cm}^2 = 284.93 \text{ ton m}$$

$$284.93 > 129.04$$

por lo que se diseña una viga simplemente armada; además no utilizaremos el valor de p , sino el de p_{min} , debido a que tenemos un viga de gran peralte.

$$\therefore A_s = p b d = 0.002 \times 25 \times 345 = 15.21 \text{ cm}^2$$

por lo que se propone 3 varillas del N°8 = 15.18

Para el momento positivo:

$$M_u = 1.4 \cdot 40.12 = 56.17 \text{ ton m}$$

aplicando la fórmula de diseño:

$$M_u / b d^2 = \Phi p f_y (1 - p m / 2)$$

$$56.17 / b d^2 = 0.9 \times 0.002 \times 4200 \times (1 - 0.002 \cdot 19.76 / 2)$$

$$56.17 / b d^2 = 7.41$$

$$d = (56.37 \times 10^3 / 7.41 b)^{1/2}$$

$$\text{Si } b = 25 \Rightarrow d = 174.13 \text{ cm} < 3.45 \therefore \text{pasa}$$

Determinación de los Momentos Resistentes de las Varillas

$$M_r = A_s f_y (d - a/2) F_r$$

para:

$$a = \rho m d \quad ; \quad m = f_y / 0.85 f'_c \quad ; \quad \rho = 0.002$$

$$m = 4200 / 0.85 \times 250 = 19.76 \quad ; \quad a = 0.002 \times 19.76 \times 345 = 13.63$$

Para Momento (+) y (-)

$$M_{r_{V_1 N_3}} = 0.9 \times 5.07 \times 4200 \times (345 - 13.63/2)$$

$$M_{r_{V_1 N_3}} = 6481180.25 \text{ kg cm} = 64.81 \text{ ton m}$$

Longitud de Anclaje

$$l_{a_{V_1 N_3}} = 12 \varnothing \text{ ó } d = 12 \times 12.54 = 30.48 \text{ cm ó } 345 \text{ cm}$$

Longitud de Desarrollo

Acero de tensión

$$l_d = 0.06 \times A_v \times f_y / (f'_c)^{1/2} \geq 0.006 \times \varnothing \times f_y$$

$$l_d = 0.06 \times 5.07 \times 4200 / (250)^{1/2} \geq 0.006 \times 2.54 \times 4200$$

$$80.81 \geq 64.01 \quad \therefore \text{cumple.}$$

Acero a Compresión

$$I_d = 0.075 \times 2.54 \times 4200 / (250)^{1/2} \geq 0.0043 \times 2.54 \times 4200$$

$$50.61 \geq 45.87 \quad \therefore \text{cumple.}$$

Determinación de las Constantes para Estribos y Barras Dobladas

Se propusieron estribos del N° 3

$$\text{Est N° 3} = 2 \times A_v \times f_y \times d / V' = 2 \times 0.7 \times 4200 \times 345 / V' \times 0.85 = 2057580.00/V'$$

$$\text{Bar. N° 8} = 1.414 \times A_v \times f_y \times d / V' = 2 \times 5.07 \times 4200 \times 345 / V' \times 0.85 = 1382793.61/V'$$

Determinación del Cortante que Resiste el Concreto

En vigas con relación claro peralte (L/h) no menor que 5, la fuerza cortante que toma el concreto V_{cr} , se calcula con el criterio siguiente:

$$a) \text{ Si } p < 0.01 \text{ entonces } V_{cr} = F_r b d (0.2 + 30p) (f'_c)^{1/2}$$

$$b) \text{ Si } p \geq 0.01 \text{ entonces } V_{cr} = 0.5 F_r b d (f'_c)^{1/2}$$

para nuestro caso p resultado menor que 0.01, por lo tanto se tomará la primera condición.

$$V_{cr} = 0.85 \times 25 \times 345 \times (0.2 + (30 \times 0.002)) \times (200)^{1/2} =$$

$$V_{cr} = 22749.50 \text{ kg} = 22.75 \text{ ton}$$

Cortante que Absorben los Estribos

$$V_c = 2057580.00 / V' = 2057580.00 / (54014 - 227509 / 0.80) = 52.65 \text{ cm}$$

Como la separación de los estribos es demasiada, se colocarán adicionalmente estribos del N° 3 a cada 30cm. No será necesario doblar barras, ya que el cortante es absorbido en su totalidad por el concreto y los estribos

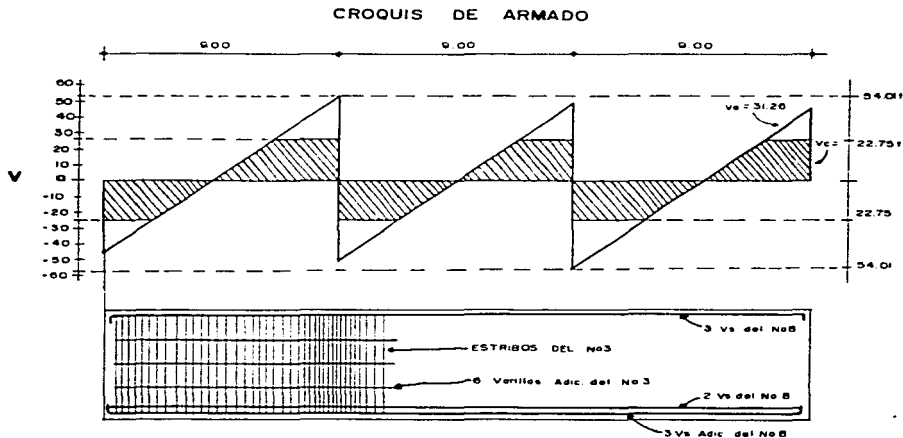
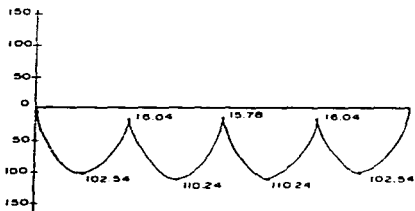
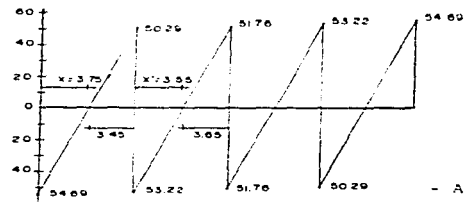
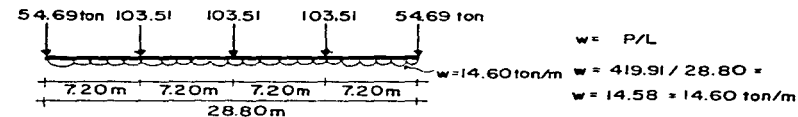


Figura 6.3

VI.3. . Análisis de la Contratrabe Eje 6

Obtención de las Fuerzas Internas de la Contratrabe Eje 6. Para el análisis siguiente, sólo se seguirá los pasos del cálculo anterior.



- $A_1 = (3.75 \times 54.69) + 2 = 102.54$
- $A_2 = (3.44 \times 50.29) + 2 = 86.50$
- $A_3 = (3.54 \times 53.22) + 2 = 94.20$
- $A_4 = (3.65 \times 51.76) + 2 = 94.46$
- $A_5 = (3.65 \times 51.76) + 2 = 94.46$
- $A_6 = (3.54 \times 53.22) + 2 = 94.20$
- $A_7 = (3.44 \times 50.29) + 2 = 86.50$
- $A_8 = (3.75 \times 54.69) + 2 = 102.54$

$M_{\text{max}} = - 110.24 \text{ ton m}$

Figura 6.4

VI. 4. Diseño de la Contratrabe Eje 6

Datos:

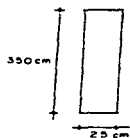
$$M_{\max} = 110.24 \text{ ton m}$$

$$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$TMA = \frac{1}{4} \text{ plg}$$

Sección Rectangular



Cálculo de las Constantes

$$f_c^* = 0.8 f_c = 0.8 \cdot 250 = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c^* = 0.85 f_c^* = 0.85 \times 200 = 170 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del Armado

$$M_u = \Phi p f_y (1 - \rho m / 2) b d^2 \quad ; \quad \Phi = F_r = 0.9$$

$$M_u = 1.4 M_{\max} = 1.4 \times 110.24 = 154.34 \text{ ton m}$$

para p utilizaremos nuevamente p_{\min} , por lo que:

$$p_{\min} = P_{\min} = 0.7 \times f_c^{1/2} / 4200 = 0.0026$$

y para m :

$$m = f_y / f_c^* = 4200 / 170 = 24.71$$

Sustituyendo valores en la formula de diseño:

$$M_u = 0.9 \times 0.002 \times 4200 \times (1 - ((0.002 \times 24.71) / 2) \times 25 \times 345^2 =$$

$$M_u = 21939855.65 \text{ kg cm} = 219.40 \text{ ton m} > 154.34 \text{ ton m}$$

por lo que se diseñara una viga simplemente apoyada.

Cálculo del Acero

$$A_s = \rho b d = 0.003 \times 25 \times 345 = 25.88 \text{ cm}^2$$

se propone entonces 5 Vs N° 8 = 25.40 cm²

Calculo de la Separación de Varillas

$$\text{Separación } s = 1.3 \text{ TMA } \text{ ó } \text{ } \varnothing \text{ Vs } 1.3 \text{ } 1.9 = 2.47 \text{ cm}$$

$$1.3 \times 1.9 = 2.47 \text{ cm } \text{ ó } 2.54 \text{ cm}$$

$$\text{Recubrimiento} = 2.5 \text{ cm}$$

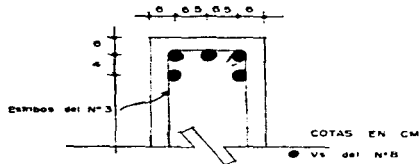
$$= 2 (\text{rec} + e) + (N^\circ \text{ Vs} \times \varnothing) + (N^\circ \text{ Vs} - 1) \text{ sep}$$

proponiendo estribos del N° 3 ($\varnothing = 0.95 \text{ cm}$)

por lo tanto:

$$b_n = 2 \times (2.5 + 0.95) + (5 \times 2.54) + (4 \times 2.5) = 27.45 \text{ cm} < 25 \text{ cm} \quad \therefore \text{ No cumple y se colocaran en dos lechos}$$

$$b_n = 2 \times (2.5 + 0.95) + (3 \times 2.54) + (2 \times 2.5) = 17.37 \text{ cm} < 25 \text{ cm} \quad \therefore \text{ cumple}$$



Las varillas se colocaran por la parte superior de la sección, debido al momento negativo

Determinación del Momento Resistente de la Varillas

$$M_r = A_s f_y (d - a/2) F_r$$

para:

$$a = p m d \quad ; \quad m = f_y / 0.85 f'_c \quad ; \quad p = 0.003$$

$$m = 4200 / 0.85 \times 250 = 19.76 \quad ; \quad a = 0.003 \times 19.76 \times 345 = 20.45$$

Sustituyendo valores:

$$M_{r_{V_1 N^{\circ} 8}} = 0.9 \times 5.07 \times 4200 \times (345 - 20.45/2)$$

$$M_{r_{V_1 N^{\circ} 8}} = 6415828.97 \text{ kg cm} = 64.58 \text{ ton m}$$

Longitud de Anclaje

$$l_{a_{V_3, N^8}} = 12 \varnothing \text{ ó } d = 12 \times 12.54 = 30.48\text{cm ó } 34.5\text{cm}$$

Longitud de Desarrollo

Acero de tensión

$$l_d = 0.06 \times A_v \times f_y / (f'_c)^{1/2} \geq 0.006 \times \varnothing \times f_y$$

$$l_d = 0.06 \times 5.07 \times 4200 / (250)^{1/2} \geq 0.006 \times 2.54 \times 4200$$

$$80.81 \geq 64.01 \quad \therefore \text{cumple.}$$

Determinación de las Constantes para Estribos y Barras Dobladas

Se propusieron estribos del N° 3

$$\text{Est N° 3} = 2 \times A_v \times f_y \times d / V' = 2 \times 0.7 \times 4200 \times 345 / V' \times 0.85 = 2057580.00/V'$$

$$\text{Bar. N° 8} = 1.414 \times A_v \times f_y \times d / V' = 2 \times 5.07 \times 4200 \times 345 / V' \times 0.85 = 1382793.61/V'$$

Determinación del Cortante que Resiste el Concreto

En vigas con relación claro peralte (L/h) no menor que 5, la fuerza cortante que toma el concreto V_{cr} , se calcula con el criterio siguiente:

a) Si $p < 0.01$ entonces $V_{cr} = F_r b d (0.2 + 30p) (f'_c)^{1/2}$

b) Si $p \geq 0.01$ entonces $V_{cr} = 0.5 F_r b d (f'_c)^{1/2}$

para nuestro caso p resulto menor que 0.01, por lo tanto se tomará la primera condición.

$$V_{cr} = 0.85 \times 25 \times 345 \times (0.2 + (30 \cdot 0.003)) \times (200)^{1/2} =$$

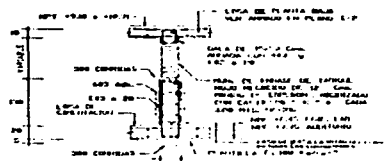
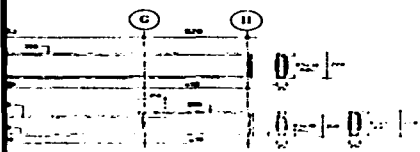
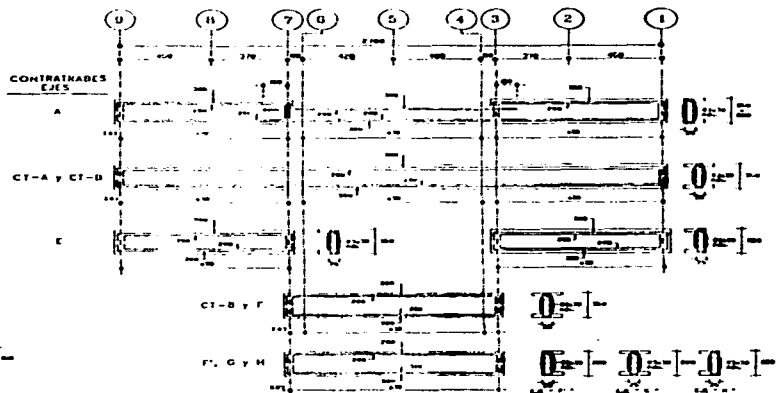
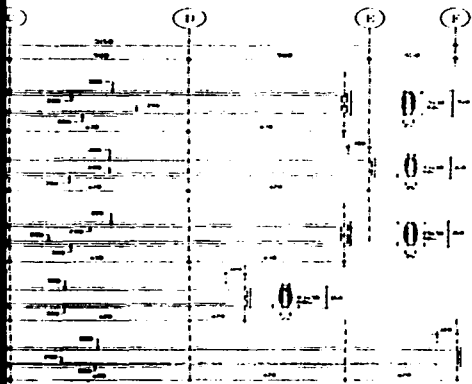
$$V_{cr} = 30067.06 \text{ kg} = 30.08 \text{ ton}$$

Cortante que Absorben los Estribos

$$V_c = 2057580.00 / V' = 2057580.00 / (54690 - 30067.06 / 0.80) = 66.85 \text{ cm}$$

En este caso, al igual que en el anterior, la separación de estribos resulta demasiado, debido al peralte efectivo de la sección, sin embargo, aquí también se colocarán adicionalmente estribos del N° 3 a cada 30 cm.

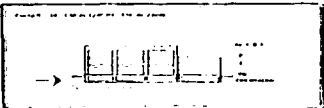
Este análisis basado en un sistema ideal y sujeto a la misma carga, proporcionó resultados, con los cuales se diseñaron los elementos estructurales verificándose que muestran las mismas características de armado y sección que los elementos que muestran los planos estructurales del proyecto original.



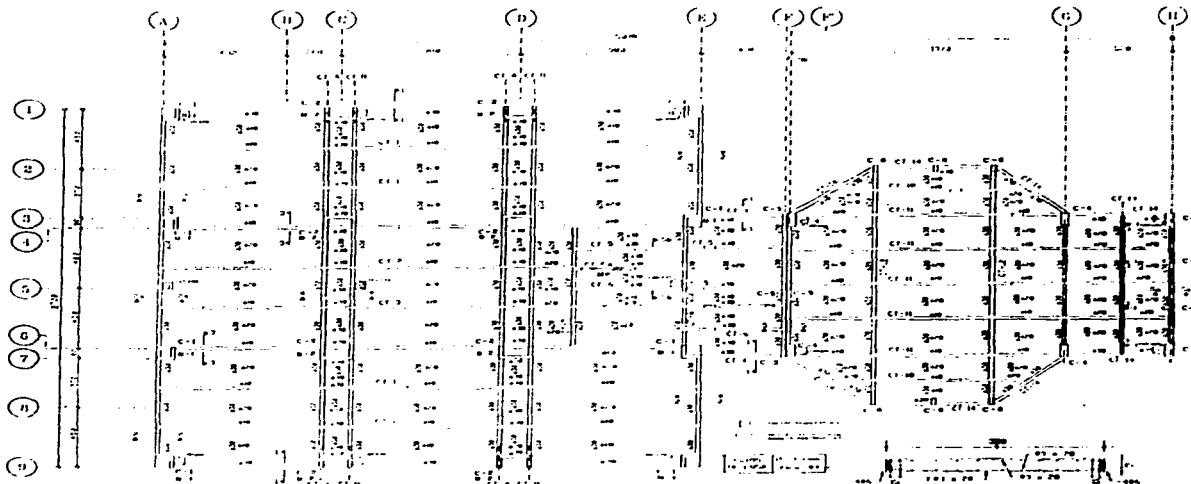
NOTAS:
 -- EN SECCIONES GENERALES EN PLANO E-1
 -- EN SECCIONES Y ARMADO DE CT-4 EN PLANO E-10

CALCULO DE AREAS

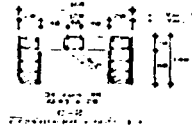
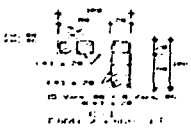
SECCION	AREA
CT-5	1.20
CT-6	1.20
CT-6a	1.20
CT-7	1.20
CT-10	1.20
CT-12	1.20
CT-13	1.20



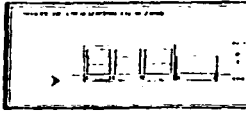
UNAM	
ENEP ARAGON	
10 años profesional	
ESTRUCTURAL CONTRATNARES	
AL VARI /	SECCION /
NO VARI /	NO VARI /
NO VARI /	NO VARI /

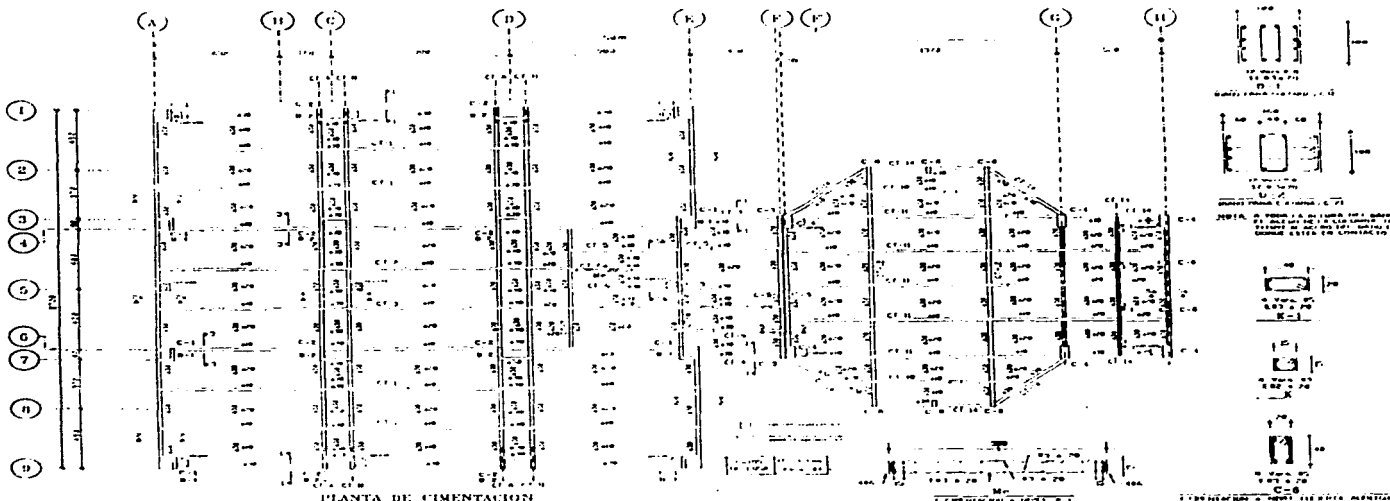


PLANTA DE CIMENTACION

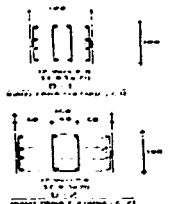


CLASIFICACION	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD
1	Columnas	12	metros
2	Fundaciones	12	metros
3	Reinforcement	12	metros
4	Formwork	12	metros
5	Other	12	metros





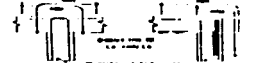
PLANTA DE CIMENTACION



NOTA: SE TIENE EN CUENTA DEL GRADO DE ACERO EN LOS MUROS DE CEMENTACION EN LOS TIPOS DE MUROS QUE SE INDICAN EN EL DISEÑO.

NOTAS GENERALES

1. SE TIENE EN CUENTA DEL GRADO DE ACERO EN LOS MUROS DE CEMENTACION EN LOS TIPOS DE MUROS QUE SE INDICAN EN EL DISEÑO.
2. SE TIENE EN CUENTA DEL GRADO DE ACERO EN LOS MUROS DE CEMENTACION EN LOS TIPOS DE MUROS QUE SE INDICAN EN EL DISEÑO.
3. SE TIENE EN CUENTA DEL GRADO DE ACERO EN LOS MUROS DE CEMENTACION EN LOS TIPOS DE MUROS QUE SE INDICAN EN EL DISEÑO.
4. SE TIENE EN CUENTA DEL GRADO DE ACERO EN LOS MUROS DE CEMENTACION EN LOS TIPOS DE MUROS QUE SE INDICAN EN EL DISEÑO.
5. SE TIENE EN CUENTA DEL GRADO DE ACERO EN LOS MUROS DE CEMENTACION EN LOS TIPOS DE MUROS QUE SE INDICAN EN EL DISEÑO.
6. SE TIENE EN CUENTA DEL GRADO DE ACERO EN LOS MUROS DE CEMENTACION EN LOS TIPOS DE MUROS QUE SE INDICAN EN EL DISEÑO.
7. SE TIENE EN CUENTA DEL GRADO DE ACERO EN LOS MUROS DE CEMENTACION EN LOS TIPOS DE MUROS QUE SE INDICAN EN EL DISEÑO.
8. SE TIENE EN CUENTA DEL GRADO DE ACERO EN LOS MUROS DE CEMENTACION EN LOS TIPOS DE MUROS QUE SE INDICAN EN EL DISEÑO.



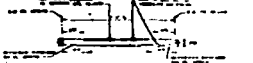
MUR DE 15 CM DE ESPESOR



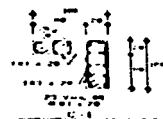
MUR DE 20 CM DE ESPESOR



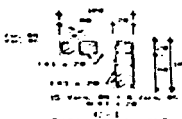
MUR DE 25 CM DE ESPESOR



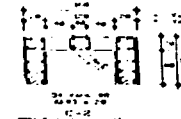
CORTE TIPO DE MURO



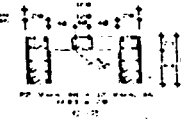
MUR DE 15 CM DE ESPESOR



MUR DE 20 CM DE ESPESOR



MUR DE 25 CM DE ESPESOR



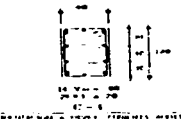
MUR DE 30 CM DE ESPESOR



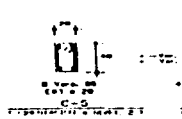
MUR DE 35 CM DE ESPESOR



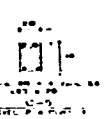
MUR DE 40 CM DE ESPESOR



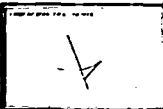
MUR DE 45 CM DE ESPESOR



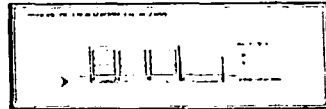
MUR DE 50 CM DE ESPESOR



MUR DE 55 CM DE ESPESOR



DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD
ACERO	1000	KG
CEMENTO	500	KG
GRANULADO	100	M ³
TRABAJOS DE HERRAMIENTAS	100	H
TRABAJOS DE CIMENTACION	100	M ²
TRABAJOS DE MUROS	100	M ²
TRABAJOS DE PAVIMENTACION	100	M ²
TRABAJOS DE OBRAS DE ACERCA	100	M ²
TRABAJOS DE OBRAS DE SANEAMIENTO	100	M ²
TRABAJOS DE OBRAS DE ALUMBRADO	100	M ²
TRABAJOS DE OBRAS DE VERDE	100	M ²
TRABAJOS DE OBRAS DE SANEAMIENTO	100	M ²
TRABAJOS DE OBRAS DE ALUMBRADO	100	M ²
TRABAJOS DE OBRAS DE VERDE	100	M ²



UNAM	
ENEP ARAGON	
INGENIERO PROFESIONAL	
ESTRUCTURAL - OBRAS DE CIMENTACION	
NOMBRE: ANTONIO	FECHA: 15/10/1968
CALLE: CAVALERO	CIUDAD: BOGOTA

CAPITULO VII

CAPITULO VII

PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

VII. 1. Introducción

Como en todas las estructuras están soportadas por cimentaciones y finalmente por suelo o roca, el éxito de una estructura depende en gran parte de su cimentación. Sin embargo, la planificación general, el proyecto y la construcción de la mayor parte de las obras requiere de los esfuerzos combinados de muchas disciplinas.

Los métodos constructivos para la elaboración de un proyecto pueden ser algo diferentes dadas las condiciones de cada tipo de obra y el criterio de cada ingeniero, es decir, el procedimiento constructivo puede estar fundamentado en la experiencia que se tenga, pero siempre se determinará bajo las mismas condiciones, funcionalidad, costo y tiempo.

Una vez elegido el tipo de cimentación más adecuado para la estructura y habiendo determinado las condiciones de la interacción suelo-estructura se precisan las tareas que habrán de realizarse durante la construcción de toda la obra. Dichas tareas se pueden englobar en las siguientes actividades:

- | | |
|---------------------------|-----------------------------|
| a).- Limpieza del Terreno | f).- Albañilería |
| b).- Trazo y Nivelación | g).- Instalaciones |
| c).- Excavación | h).- Herrería y Carpintería |
| d).- Cimentación | i).- Acabados |
| e).- Estructura | j).- Limpieza |

En este caso nos referiremos a los cuatro primeros incisos, ya que, el presente trabajo sólo muestra el análisis y diseño de la subestructura.

VII. 2. Limpieza del Terreno

La limpieza del terreno básicamente constó de la extracción y remoción de arbustos, esto porque el área donde se construirá el edificio es relativamente plano, por lo que esta tarea resultó sencilla.

Paralela a esta actividad también se fue habilitando la residencia de obras y la bodega donde se almacenaría parte del equipo y las herramientas para la construcción del edificio. Ver fotografía 7.1



Fotografía 7.1 Vista Panorámica del Predio del Edificio

La figura anterior es una vista panorámica que muestra el predio de la construcción, también se puede observar que ya ha sido instalada la caseta de la residencia de obra; más adelante se habilitaría la caseta de la supervisora.

VII.3. Trazo y Nivelación del Terreno

Dadas las características del terreno, el trazo y la nivelación del mismo, también resultaron tareas sencillas; el trazo se realizó marcando primeramente los ejes principales que se indican en los planos, como se muestra en la fotografía siguiente 7.2.



Fotografía 7.2 Trazo y Nivelación del Terreno

La nivelación se realizó instrumentando la periferia del área por excavar con bancos de nivel superficiales (puntos colimadores) que constituirían las líneas de colimación. Junto a esta tarea se consideró la excavación de la red de drenaje, la cual una vez localizada la línea principal, se trazo su ruta de conexión.

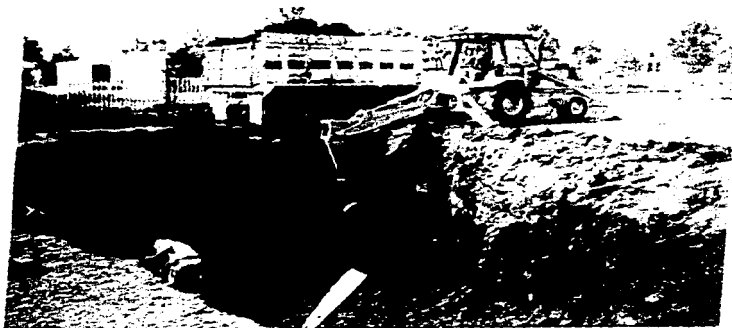
La nueva red consto de 7 pozos de visita con una profundidad promedio de 1.60m y una pendiente del 5% , llevando un tipo de asbesto-cemento de 30cm de diámetro. La excavación realizada para la tubería se hizo a una profundidad de 90cm con un ancho de 60cm. Dicha excavación no se completó con el objeto de no entorpecer las actividades del tráfico vehicular en la etapa de la excavación del cajón de cimentación.

VII.4. Excavación

Ya marcada el área del edificio, se procedió a la excavación, la cual se realizo con la ayuda de una máquina retro-excavadora, habilitada con un cucharón de 1½ yarda cúbica; la excavación se comenzó por la fachada oriente.

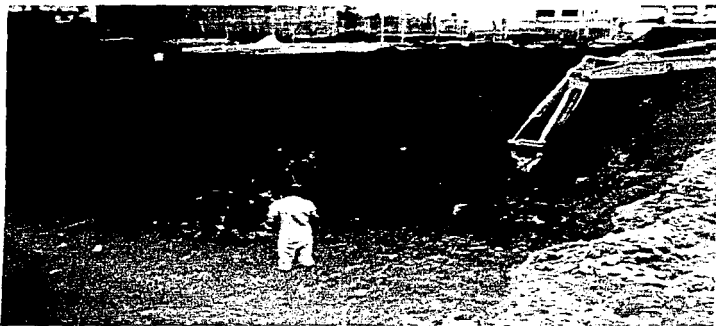
Dadas las características del suelo, se pudo realizar la excavación dejando taludes verticales; la profundidad de la excavación marcada en el proyecto es de 2.80m, sin embargo, no se llevo hasta esta profundidad por evitar algún derrumbe, provocado por el peso de la máquina, y además, para evitar el remoldeo del suelo donde se desplantaría la losa de cimentación ; por lo anterior, solo se excavó 2.60m con máquina y el resto se realizó con herramienta manual. Ver foto siguiente 7.3

Cabe señalar que debido a las condiciones en que se encontraba el suelo a la profundidad de desplante, se tuvo que excavar otros 20cm para poder nivelar el terreno con ayuda de una capa de blastro y así poder facilitar las demás tareas sobre el área de la cimentación.



Fotografía 7.3 Ejecucion de la Excavacion del Cajon de Cimentacion

Es importante señalar que la excavacion se realizó a todo lo ancho del área de cimentación, es decir, se tuvo un frente de excavación de 27m y para evitar posibles butamientos se dejaron montones de material en algunas zonas.



Fotografía 7.4
Excavación con Máquina
Hidráulica hasta una
profundidad de 2.60m



Fotografía 7.5
Excavación con Herramienta
Manual hasta el Nivel de
Desplante

VII. 5. Colado de la Plantilla de Concreto

Mientras se continuaba con la segunda parte de la excavación se fueron desarrollando otras tareas, entre ellas, la colocación de balasto el cual recibiría una plantilla de concreto de 10cm de espesor

En la siguiente foto 7.6 se muestra la colocación tanto del balasto como el colado de la plantilla de concreto. Como se menciono anteriormente estas tareas tenían como objeto el facilitar las actividades de la nivelación y el habilitado del armado de la losa de cimentacion y del muro de contencion perimetral



Fotografía 7.6 Colocación de Balastro y Plantilla de Concreto de 10cm de Espesor

A medida que la excavación avanzaba se continuaban conjuntamente las tareas de la colocación del balasto y el colado de la plantilla.

VII. 6. Habilitado del Acero

Antes de cerrar con la última etapa del tendido de la plantilla, se inició con la tarea del habilitado del acero que llevaría el muro de contención perimetral y la losa de cimentación

Primeramente se fue habilitando el acero del muro de contención, el cual alcanzó una altura de 3.50m, se observa entonces que el cajón de cimentación sobresale del terreno natural 0.70m, esto debido al incremento de carga que resulta de la carga viva, considerando con ello un posible problema de flotación.

El armado que conforma el muro de contención en su acero principal es de 10 varillas del N° 8 (con un diámetro de $\phi = 1\text{plg}$), con un factor de fluencia en el acero $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$ y con estribos del N°3 (diámetro de $\phi = \frac{1}{2}$ de plg.) a cada 20cm, también con un $f_y = 4200$; adicionalmente se colocaron estribos del N° 3 c cada 30 (ver plano estructural trabes).

Una vez armado la primera parte del muro se comenzó con el armado de la losa de cimentación, ésta se compone por varillas del N° 4 (diámetro de $\phi = \frac{1}{2}$ de plg) con una separación de 20cm en los dos sentidos.. Los traslapes hechos en las varillas se realizaron a diferentes distancias, con el objeto de evitar un punto de falla general. Ver fotografía 7.7.

En esta etapa todavía se continuaba con la última parte de la excavación, la cual correspondía al área del auditorio, recordando que la cimentación de éste se desplantaría 1m más arriba que la del edificio de los laboratorios.



Fotografía 7.7 Habilitado del acero en muro de contención y
Loza de cajón

Al tiempo que se colocaban las varillas de la losa de cimentación en el sentido largo se habilitaba también el acero principal para las contratraves secundarias. Éstas tienen una altura de 1.50m, marcado en proyecto, con un espesor de 0.25m; enrasadas con tabique rojo recocido de 12cm confinados por castillos K

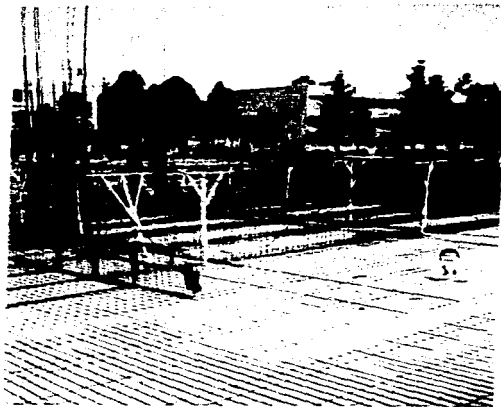
(de 15 x 25cm), con un armado de 4 varillas del N°3 y estribos del N° 2 a cada 20 (el factor de fluencia para los estribos del N° 2 es de $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$).

Las contratraves secundarias están armadas con 6 varillas del N° 8, 6 varillas adicionales del N°3 en la parte media; con estribos del N° 3 a cada 20. Se construirían 5 de estas contratraves con una longitud de 27 m (4 contratraves CT-1 y la CT-3), otra de 20.80m (CT-2) y otras 4 más no mayores a 10m. Todas estas contratraves se edificaron en el pare del cajón de los laboratorios.

A medida que se conformaba el acero de las contratraves secundarias se colocaba el balasto y la plantilla de concreto en el cajon del auditorio, siguiendo el mismo proceso que se siguió en el área de los laboratorios.

Teniendo el armado completo de las dos primeras contratraves (las CT-1) y conformado también el muro de contención perimetral sobre lo que seria el eje 9, se fueron colocando estructuras de madera sirviendo estas como guías para poder correr las varillas del acero principal de las contratraves CT-A y CT-B (colocación del lecho superior). Estas tendrían una altura igual a la del muro de contención, cubriendo el ancho del área de cimentación. Ver foto siguiente 7.8.

Es importante señalar que estas contratraves tiene una separación, una de otra, de 1.40m, y teniendo como centro entre ellas los ejes C y D (ver plano estructural de la losa de cimentación). La separación entre ellas tiene como objetivo principal el de rigidizar aun más la cimentación y así hacer que ésta trabaje en conjunto . El acero que se colocó para estas contratraves fue el mismo que se utilizó para el muro de contención; 10 varillas del N°8 con estribos del N° 3 a cada 20 más las 6 varillas adicionales y los estribos del N° 3 a cada 20.

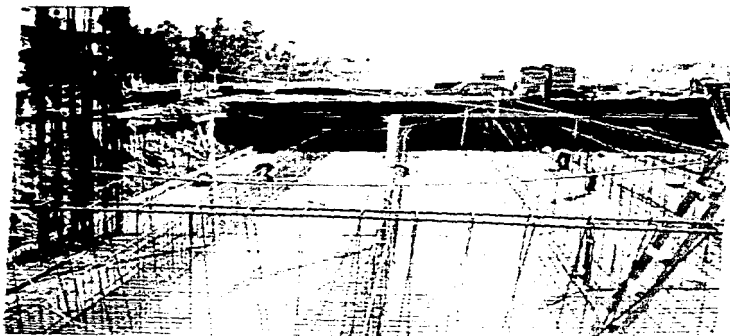


Fotografía 7.8

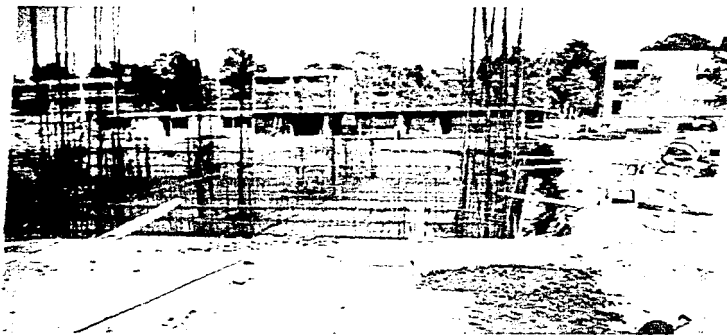
Habilitado del acero en
Contratraves principales

Otra de las actividades que se realizaron junto con el armado de las contratraves, fue el habilitado del acero de los dados, de las columnas que están ubicadas sobre el eje 9; estos son 4 de los 20 dados que se armarían para esta cimentación en el área de los laboratorios. Para el área del auditorio no se necesitarían dados, sin embargo se desplantarían 16 columnas desde la losa de cimentación hasta la cubierta del auditorio.

Para los dados D-1 que están situados en las esquinas del área, su armado resultó compuesto de 12 varillas del N° 8, con un refuerzo de 3 estribos del N° 3 a cada 20. lo anterior se puede observar en el plano estructural de la losa de cimentación. La altura que alcanzaron dichos dados fue de 3.50m; y su sección es de 1.00 x 1.00m.



Fotografía 7.9 Armado de las Columnas C-1 y C-2



Fotografía 7.10 Armado de las Columnas C-3 y C-4

Para los dados D-2 su armado resulto con la misma cantidad de varilla que los anteriores dados, su diferencia constó en la sección, estos dados resultaron de $1.60 \times 1.60m$; y están colocados en el centro de la cimentación

En ambos casos el anclaje de las columnas a la losa de cimentación se hizo corriendo $1.50m$ de longitud, y de la planta baja hacia arriba se dejaron a diferentes alturas, también para evitar un punto de falla. Cabe señalar que del nivel PB hacia arriba los dados daban paso a las columnas teniendo una sección en L para los dados D-1 y una sección C para los dados D-2; estas columnas están especificadas en los planos estructurales como columnas C-1 y C-2 respectivamente.

El armado para las columnas C-1 fue de la siguiente forma: de la cimentación y hasta el Nivel 2 se colocaron 23 varillas del N° 8 con 4 estribos del N° 3 a cada 20cm; y del Nivel 2 al Nivel 3 Azotea resultaron 15 varillas del N° 8 más 8 varillas del N° 6 con 4 estribos del N° 3 a cada 20cm. Para las columnas C-2 su armado correspondió a 34 varillas del N° 8 con 6 estribos del N° 3 a cada 20cm, esto de la cimentación hasta el Nivel 2 y de ahí en adelante se colocaron 22 varillas del N° 8 más 12 varillas del N° 6 con 6 estribos del N° 3 a cada 20cm.

Mientras se terminaba de habilitar el acero de los elementos estructurales del cajón de cimentación del cuerpo de los laboratorios, se finalizaba con la colocación de la plantilla de concreto que recibiría la losa de cimentación del cajón del auditorio, esto se puede observar en la fotografía siguiente 7.11.



Fotografía 7.11 Colocación de Balastro y Plantilla de concreto
en el Cajón del Edificio del Auditorio

VII. 6. 1. Habilitado del Acero en el Cajón del Auditorio.

Ya colocada toda la plantilla en toda el área de la cimentación, se inició con la tarea del armado de los elementos estructurales de dicho cajón. Aquí primeramente se colocó el armado de la losa la cual llevo varillas del N° 4 (de diámetro $\varnothing = 1/2$ plg.), corriendo las varillas a todo lo ancho y lo largo de la planta dejando una separacion de 20cm en ambos sentidos. Ver foto siguiente 7.12.

Terminada la plantilla siguió el habilitado de las contratraves y del muro de contención perimetral, éste último tiene una altura de 2.20m, constituido por las secciones CT-14, con un armado de 10 varillas del N° 8 y estribos del N° 3 a cada 20cm, adicionalmente se colocaron estribos del N° 3 a cada 30cm.

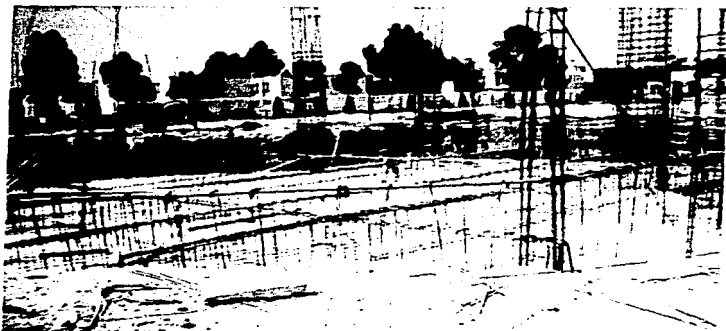


Fotografía 7.12 Colocacion del Acero de la Losa de Cementación en el Edificio del Auditorio

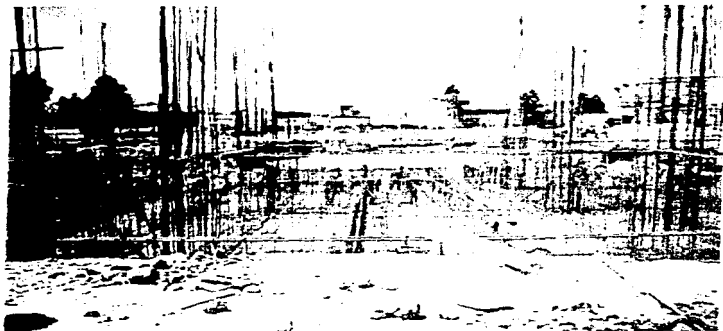
Para las contratraves que corren en el sentido largo, contratraves CT-1, su altura es de 1.50m desde el eje F hasta el eje G (17.50m de longitud) y del eje G al eje H tiene una altura de 2.20m (5.20m de longitud), estas contratraves están compuestas de 8 varillas del N° 8 con estribos del N° 3 a cada 20cm, adicionalmente se colocan estribos del N° 3 cada 30cm. Para la sección que va del eje G al eje H se compone de 10 varillas del N° 8 con las mismas características.

De igual manera las contratraves que corren a lo ancho del área de cimentación, contratraves CT-12, tiene una altura de 1.50m con 6 varillas del N° 8 y estribos del N° 3 a cada 20cm, adicionalmente se colocaron 6 varillas del N° 3.

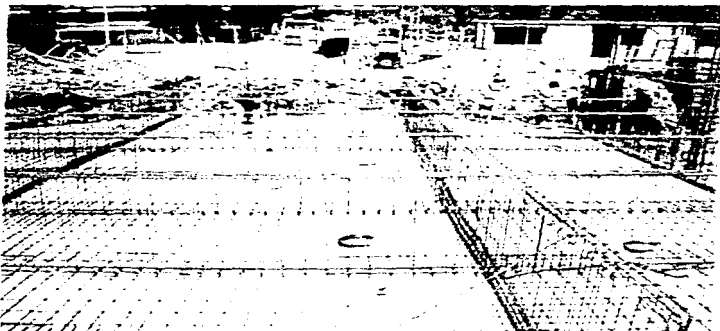
Conforme se armaba el acero del muro de contención, se habilitaba el acero de las columnas y castillos correspondientes. Las columnas mas grandes en este edificio son las C-4, con una sección de 1.00 x 0.40m, llevando 14 varillas del N° 8 con dos estribos del N° 3 a cada 20cm; las que le siguen son las C-6 con una sección de 0.40 x 0.20m y un armado de 8 varillas del N° 5 con estribos del N° 3 a cada 20cm. Todas las anteriores columnas van desde la planta de cimentación hasta el nivel de la cubierta del auditorio. Fotografía 7.13.



Fotografía 7.13 Armado de las Columnas C-4 y de las Contratraves en el
Cajon del Auditorio



Fotografía 7.14 Armado de Contrarrubos, Mesa y Muro en el Cuerpo de los Laboratorios



Fotografía 7.15 Armado de los Contrarrubos, Mesa y Muro en el Cuerpo del Auditorio

VII.7. Colado de la Losa de Cimentación

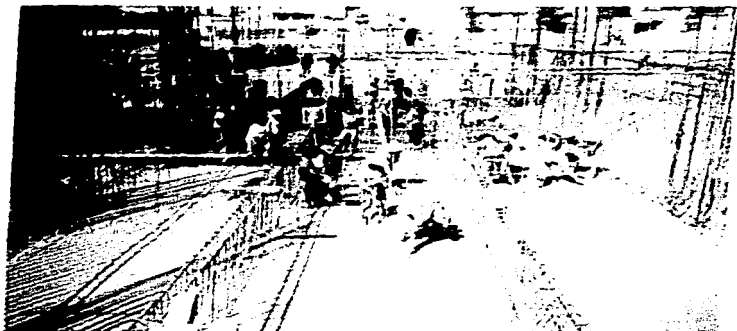
Terminada la colocación del acero, se procedió al colado de la losa de cimentación, para esta etapa fue necesario contar con una bomba de concreto y la movilidad de aproximadamente 25 hombres para poder expandir 77.60m^3 de concreto en menos de 4 hrs.

Dado que se necesitaría un gran volumen de concreto resultaría difícil y tardado elaborar el concreto en el sitio por lo que se solicitaron los servicios de una concretera, acordando que la mezcla o revoltura tuviera un cierto grado de hidratación y que los camiones llegaran al lugar a cada 20 minutos uno de otro.

Primeramente se remojó la plantilla para evitar la deshidratación rápida del concreto, ya que esto trae como consecuencia, además del agrietamiento, la baja resistencia del concreto, la cual se marco en el proyecto de $250\text{kg}/\text{cm}^2$. Para poder llevar el concreto a toda el área de la cimentación el carro bomba viene habilitado por una tubería de acero con un tramo de manguera al final para facilitar el riego del concreto.

Para verificar que la mezcla tuviera la hidratación adecuada al llegar al sitio se practicaría la prueba del revenimiento, la cual consiste en llenar por capas un cono truncado con el concreto muestra extraído del camión, este se apisonara para que el concreto quede libre de burbujas de aire, posteriormente se levanta el cono y se deja que la mezcla se esparza para después medir la altura del punto mas alto de la mezcla con relación a la altura del cono, la diferencia que haya entre estas alturas será el grado de hidratación que tenga. Para el caso del edificio en cuestión se pidió un revenimiento de 14cm con una tolerancia de 2.5cm. A demás de esta prueba se comprobaría la resistencia del concreto en el laboratorio, para ello se llenaron 16 muestras, 4 de 4 camiones escogidos aleatoriamente; se pidieron 4 muestras por camión porque se llevarían a la falla a los 7, 14, 21 y 28 días después del colado. Los resultados de estas pruebas fueron satisfactorios por lo que no se tuvo que demoler ninguna estructura.

Obviamente el armado inferior de las contratabes y el muro de contención quedaron ahogados por el concreto de la losa de cimentación. Fotografía 7.16.



Fotografía 7.16 Colado de la Losa de Cimentación en el
Cuerpo de los Laboratorios

Terminado el colado del área del cuerpo de los laboratorios, se continuó con el del auditorio tomando las mismas consideraciones del anterior colado.

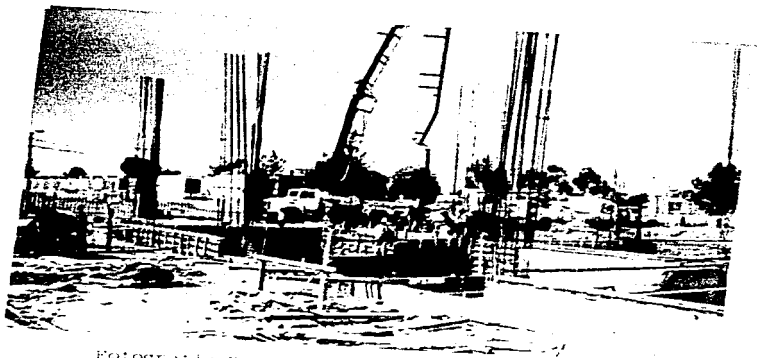
VII. 8. Cimbrado del Muro de Contención y de las Contratraves

Para realizar el cimbrado fue necesario la transportación de más de 1500 hojas de triplay de $\frac{1}{2}$ plg. las cuales antes de instalarse se reforzaron con polines de 3plg. en el sentido largo con una separación de 50cm y un bastidor elaborado con polines de 3plg. Antes de colocar las tarimas se impregnaban de aceite quemado con el objeto de que no se adhiriera la tarima con el concreto y para fijarlas se utilizaron polines verticales atravesándolos con moños traspasando el espesor del al contratrabe o del muro. Se les habilitaría además con una tranca de madera para que no se abiera el cimbrado a la hora de colar. Ver foto 7.17.

El ancho o espesor de las contratraves o del muro de contención es de 25cm y el recubrimiento especificado en los planos es de 2.00cm.



Fotografía 7.17 Cimbrado de las Contratraves



Fotografía 7.18 Colado de concreto en el puente



Fotografía 7.19 Colado de los Contrainteres

Para que la construcción no se estancara en esta actividad se programó el habilitado del cimbrado en secciones, así se tendrían 4 secciones, a parte la sección que comprendería toda el área del auditorio.

VII.8.1 Colado del Muro de Contención y de las Contratraves

Siguiendo con el procedimiento constructivo se desarrollaría el colado de las contratraves y del muro de contención, éste comenzaría por la primera sección comprendida por los eje del A al D y del 5 al 9; después se continuaría para la segunda sección delimitada por los del A al D y del 1 al 5; la tercera estaría entre los ejes D al F y del 1 al 5; la cuarta por los ejes D al F y del 5 al 9; por último se tendría a la sección del todo el auditorio.

Para facilitar el proceso de colado se solicitaron los servicios de un camión bomba el cual estaba provisto con una pluma, que a su vez estaba equipada con una conducción de acero por la cual se inyectaba el concreto. Este al ser colado se vibraba para no dejar burbujas al igual que se hizo en el colado de la losa. El vibrado se realiza en el concreto para que con las oquedades que se pudieran hacer, desaparezcan y no disminuya con esto su resistencia.

El concreto de las contratraves principales y del muro de contención llego hasta un altura de 3.40m. el resto se colaria junto con la losa tapa para que quedara monolíticamente estructurada la edificación; las contratraves secundarias se colaron completas para después recibir el enrasado. Ver fotografías 7.18 y 7.19

VII.8.2. Descimbrado

El descimbrado es una actividad importante dentro del procedimiento constructivo (Ver foto 7.20.) ya que de aquí depende la reutilización de la cimbra para otros colados, una cimbra dañada o maltratada no deja el acabado especificado en los proyectos, por ello el descimbrado debe de hacerse sin lastimar o cortar en lo posible la madera y con esto ayudar a la economía de la obra.

Esta tarea se realiza a los 15 días despues de haberse colado el concreto. las tarimas y polines que se iban retirando se bañaban otra vez de aceite para ser reutilizadas nuevamente. las tarimas dañadas se reconstruian y se volvian a ocupar. Este seguimiento se realizo hasta completar las 5 secciones. Es importante mencionar que todavía faltarían mas estructuras a cimbrar como las demás losas de entrepiso del edificio de los laboratorios.



Fotografía 7.20 Descimbrado del Muro de Contención y de las Contratraves

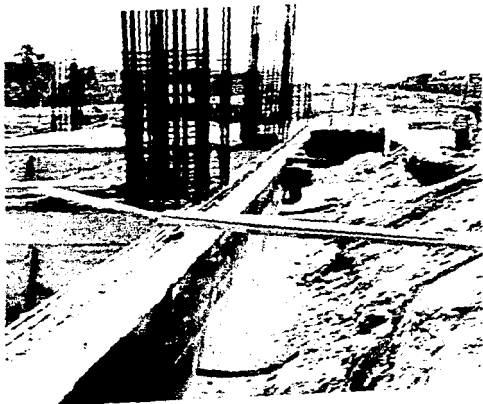
Cabe mencionar que no hizo falta curar el concreto por que se convino que éste tuviera un aditivo retardante ya mezclado para evitar una deshidratación rápida y con ello sufriera agrietamientos excesivos y la baja de resistencia.

VII.9. Enrasado e Impermeabilizado

Ya descimbrada la primera sección se comenzó a enrasar las contratraves secundarias, este enrase se haría con tabique rojo recocido y completaría la altura faltante de altura para tener el nivel al que llegó el concreto de las contratraves principales del muro de contención perimetral. Para continuar el muro de enrase así formado se utilizaron castillos K-1 de 25x15cm y se colocarían a cada 3 metros. Estos castillos llevan un armado de 4 varillas del N° 3 con estribos del N° 2 a cada 25cm. Ver foto 7.21.



Fotografía 7.21 Enrasado de Contratraves Secundarias con Tabique Rojo Recocido



Fotografía 7.22
Impermeabilización
Exterior del Cajón de
Cimentación

Fotografía 7.23
Almacén de la Losa
Super del Cajón (PS)



Otra actividad que se desarrolló después del descimbrado fue el impermeabilizado exterior del muro de contención cubriendo una altura de 2.80m, a demás para evitar las posibles filtraciones provocadas por el nivel freático se colocó una barrera de arcilla de 1m de ancho entre el material del suelo y el muro de contención, esta actividad se muestra en la siguiente Foto 7.22

Las Celdas formadas por las contratraves secundarias servirán como alojamiento de lastre por si es necesario nivelar el edificio debido a posibles asentamientos.

VII.10 Edificación de la Losa Tapa

Terminadas las tareas de enrasamiento e impermeabilizado, se procedió al habilitado de la cimbra que recibirá la losa tapa del cajón, es decir la losa del Nivel Planta Baja. Es cimbrado se realizo en tres partes, cubriendo la primera parte lo que correspondió a las dos primeras secciones antes descritas, la segunda a las otras dos secciones y por último la que correspondió al Nivel Planta Baja del Auditorio.

Colocada la primera parte de la cimbra, se iniciaron las tareas del armado de la losa. El armado que lleva la losa está compuesto de varillas del N°4 a cada 20cm en los dos sentidos y bastones anclados a las contratraves principales y al muro de contención perimetral con una longitud de 0.90m a cada 20cm, ver figura siguiente 7.24.

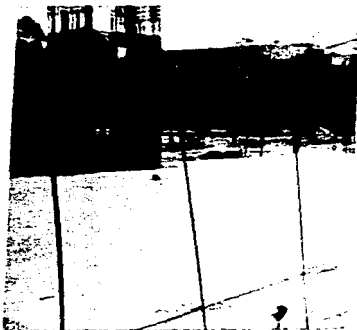


Fotografía 7.24 Armado e Instalaciones Hidráulicas y Eléctricas en
La Losa Tapa

Junto al habilitado del acero se fueron colocando los doctos y las guías de las instalaciones de agua y luz; para las instalaciones sanitarias se fueron dejando espacios.

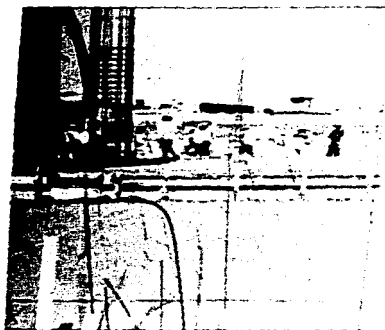
Concluyendo las anteriores actividades en la primera parte, se continuó con las mismas tareas hasta completar toda el área de la losa tapa de los laboratorios. Posteriormente se inició el colado de la losa, que al igual que en los anteriores colados se realizó con la ayuda de un camión bomba tomando las mismas consideraciones para el concreto y el colado.

Por último se realizarían las mismas actividades en el caso de la losa tapa del cajón del auditorio y para ambos casos se dejaría un acabado aparente para recibir, en el caso de los laboratorios loseta de barro, y para el caso del auditorio todavía se formaría un desnivel para el área de butacas del mismo, por lo que se dejarían guías (varillas) para esta tare. Esto lo podemos observar en la siguiente fotografías 7.24 y 7.25.



Fotografía 7.24

Acabado en Losa Tapa de Laboratorios

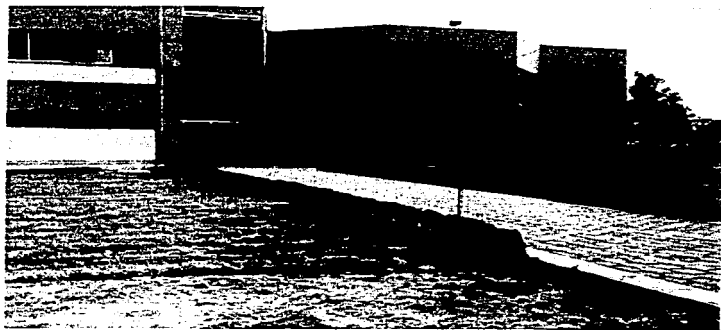


Fotografía 7.25

Acabado en Losa Tapa de Auditorio

Has aquí se han descrito las actividades o tareas mas relevantes, que se siguieron para la edificación de la cimentación del Edificio de Innovaciones Tecnológicas ubicado en la ENEP Aragón.

Este edificio, como se menciona al principio, tiene como objetivo impulsar el desarrollo tecnológico de toda la comunidad estudiantil, no solo de la ENEP Aragón, sino todas las instituciones educativas de la UNAM y de todas aquellas instituciones dedicadas a la superación educativa en México.



TECNOLÓGICO ARAGÓN

CAPITULO VIII

CAPITULO VIII

CONCLUSIONES Y/O RECOMENDACIONES

1.- Dadas las características desfavorables de los suelos en la Ciudad y zonas conurbadas, y muy particularmente en la zona de San Juan de Aragón, el estudio de Mecánica de Suelos es imprescindible para cualquier proyecto de edificación, por sencillo que resulte, ya que de los resultados aportados por ese estudio se definirá no solamente el tipo de cimentación, sino también el de superestructura; estas definiciones tienen una repercusión fundamental en el costo de la estructura, en su vida de servicio y en su comportamiento durante la operación.

En el caso particular de los edificios objeto de esta Tesis no se realizó estudio y exploración específica del suelo en el predio de ubicación; sino que se recurrió a un estudio anterior en un predio vecino dentro de las instalaciones de la ENEP Aragón. Esta situación fue arriesgada y pudo haber dado lugar a problemas constructivos importantes. Afortunadamente los problemas ocurridos fueron mínimos a lo que contribuyó probablemente el hecho de que la cimentación se construyó durante la temporada de secas.

2.- Con los datos aportados por el Estudio de Mecánica de Suelos y con las cargas determinadas del proyecto arquitectónico, siempre debe de hacerse un estudio comparativo de diversas alternativas de cimentación, definiendo para cada una de ellas, su factibilidad constructiva, su costo, y su comportamiento a largo plazo, a fin de seleccionar aquella que ofrezca la solución más conveniente, equilibrando el aspecto costo con el aspecto comportamiento.

3.- Para el tipo de cimentación a base de cajones de compensación, como fue el caso de los edificios a los que se refiere esta Tesis, es importante que el procedimiento constructivo garantice que se

conservar el efecto de flotación del suelo para lo cual la excavación no debe hacerse en un sólo frente amplio, sino fraccionarse por etapas, de manera que se vaya colando el cajón consecutivamente, para evitar la pérdida de flotación. La excavación no debe permanecer abierta por periodos muy largos porque el suelo se degrada por los efectos de intemperismo y eso provoca posteriores asentamientos indeseables de la cimentación.

4.- Para toda obra debe elaborarse previamente a su inicio un programa de ejecución que tome en cuenta los recursos financieros, materiales y humanos disponibles, así como las dificultades constructivas previsibles. Las obras de cimentación de estos edificios se hicieron bajo una programación muy atinada, no habiendo presentado demoras a pesar de los problemas causados en ocasiones por la carencia de máquinas y herramientas adecuadas

5.- En toda la obra, la calidad conforme a las exigencias del proyecto sólo puede asegurarse mediante la implantación de un sistema de supervisión. En este caso trabajaron simultáneamente en el sitio dos empresas; una encargada de la ejecución y la otra de la supervisión. La intervención de esta última fue muy importante para corregir algunos problemas constructivos entre los que se destacan por su importancia los siguientes:

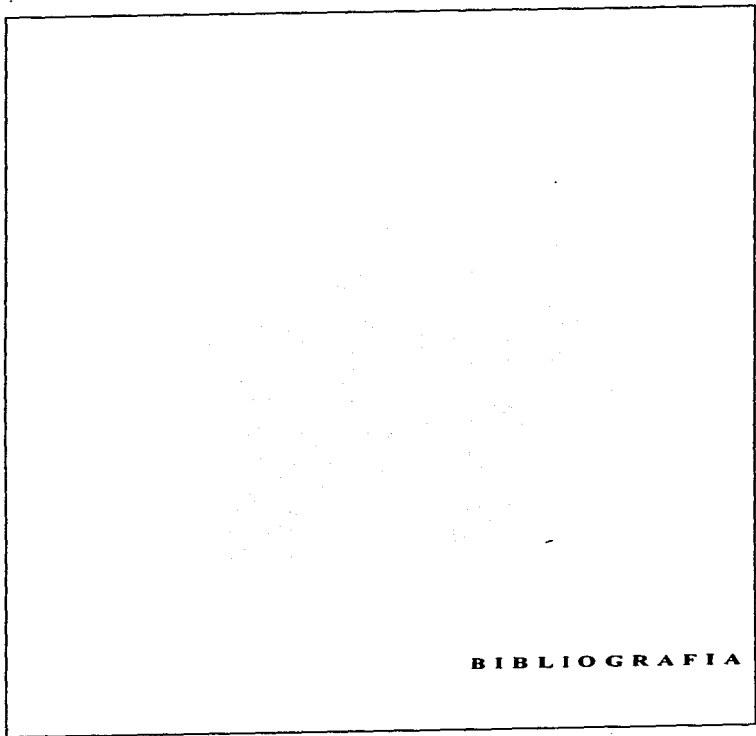
- Corrección de colados defectuosos (con burbujas), mediante escarificado y resanado con concreto provisto de un aditivo expansor.
- Ejecución de juntas soldadas a tope en varillas de acero de refuerzo por el sistema de doble bisel y mediante el uso de electrodos adecuados
- Abatimiento en taludes en las paredes de las excavaciones para reducir el peligro de accidentes por derrumbes

6.- El cliente propietario de una obra debe dar seguimiento continuo a la misma para resolver las controversias entre el ejecutor y el supervisor, para vigilar el cumplimiento del programa de avances físicos y para conducir el flujo financiero de recursos. En éste caso, éste seguimiento lo realizó la UNAM como cliente a través de su Dirección General de Obras, que para el efecto realizaba juntas semanales con los representantes de las empresas.

7.- El autor de esta Tesis quiere manifestar su satisfacción personal por haber ejecutado este trabajo después de haber observado mediante visitas continuas el Proceso Constructivo; ya que considera que la Tesis contribuyó considerablemente a completar su formación profesional.

Debe reconocerse que el trabajo fue arduo y prolongado, ya que por razones personales su aprovechamiento en las clases de Análisis y Diseño Estructural fue insatisfactoria. Por otra parte el autor encontró muy estimulante observar el proceso constructivo y sugiere que los alumnos de Arquitectura e Ingeniería Civil visiten bajo las guías de sus profesores del Área de Construcción, los sitios de las obras y reciban explicaciones de los Ingenieros encargados de ellas.

Finalmente el autor desea exhortar a sus compañeros de carrera que están terminando sus estudios de licenciatura a que realicen su Tesis Profesional con entusiasmo y asiduidad. Espera que este trabajo les resulte de alguna utilidad y les asegura que la ejecución de la Tesis será para ellos una experiencia gratificante.



BIBLIOGRAFIA

BIBLIOGRAFIA

- 1.- REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL
DISTRITO FEDERAL, LEYES Y CODIGOS
EDITORIAL PORRUA - 1994**

- 2.- NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES
CENTRO DE ACTUALIZACION PROFESIONAL
COLEGIO DE INGENIEROS CIVILES DE MEXICO
1987**

- 3.- NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURA
DE CONCRETO
CENTRO DE ACTUALIZACION PROFESIONAL
COLEGIO DE INGENIEROS CIVILES DE MEXICO
1987**

- 4.- COMENTARIOS AYUDAS DE DISEÑO Y EJEMPLOS
DE LAS NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS
PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES
DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL
SERIES DEL INSTITUTO DE INGENIEROS
No. ES - 6 JULIO-1993**

- 5.- **CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE
CIMENTACIONES DE ACUERDO AL REGLAMENTO DE
CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL
SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE SUELOS
TOMO I Y II 1995**
- 6.- **TESIS ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS
EN LA ENEP ARAGON
ROSENDO MATIAS E. 1989**
- 7.- **MECANICA DE SUELOS, TOMO II
JUAREZ BADILLO,
2a. EDICION 1979
EDITORIAL TRILLAS**
- 8.- **MECANICA DE SUELOS EN LA
INGENIERIA PRACTICA
KARL TERZAGHI
RALPH B. PECK
2a. EDICION 1975
EDITORIAL ATENEO**
- 9.- **INGENIERIA DE CIMENTACIONES
RALPH B. PECK
WALTER E. HANSON
THOMAS H. THORNBURN
1a. EDICION 1982
EDITORIAL LIMUSA**

- 10.- DISEÑO GEOTECNICO DE CIMENTACIONES**
ERNESTO HOLGUIN
CARLOS E. GUTIERREZ
ALBERTO CUEVAS
JOSE A. SEGOVIA
TGC. GEOTECNIA. S.A. 1992
- 11.- EL SUBSUELO Y LA INGENIERIA DE CIMENTACIONES**
EN EL AREA URBANA DEL VALLE DE MEXICO
SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE SUELOS
SIMPOSIO 10 DE MARZO 1978
- 12.- ASPECTOS FUNDAMENTALES DEL**
CONCURSO REFORZADO
GONZALEZ CUEVAS
EDITORIAL LIMUSA
2a. EDICION 1985
- 13.- GUIA DE LAS CARRERAS**
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
DIRECCION GENERAL DE ORIENTACION VOCACIONAL
1977